

# Nedstrøms skråning av steinfyllingsdammer - modellforsøk av plastring under ulike strømningsforhold

**Hans Edward Rør**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2014

Hovedveileder: Nils Rüther, IVM

Medveileder: Priska Helene Hiller, IVM

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for vann- og miljøteknikk





## MASTEROPPGAVE

**Student:** *Hans Edward Røer*

**Tittel:** **Nedstrøms skråning av steinfyllingsdammer – modellforsøk av  
plastring under ulike strømningsforhold**

### 1 BAKGRUNN

Fyllingsdammer bygd i Norge etter ca 1950 skiller seg noe ut sammenlignet med internasjonale fyllingsdammer ved at det i Norge er benyttet tydelig adskilte soner i dammene hvor kornstørrelsene stadig blir større og større og ender i store steiner i ytterste lag, det vil si skråningsbeskyttelsen. Stabiliteten til nedstrøms skråning er avgjørende for dammens sikkerhet. Det ytterste laget, skråningsbeskyttelsen, er et spesielt viktig element i nedstrøms skråning.

Steinene i skråningsbeskyttelsen legges ut en og en på en bestemt måte. Dette kalles plastring og er en utpreget norsk byggemetode. Skråningsbeskyttelsen viktigste funksjon er at den skal hindre resten av støttefyllinga i å bli erodert vekk i en situasjon med utstrømmende vann.

På tross av at norske dammer i de siste 30 til 40 år har blitt plastret er det lite kunnskap om styrken ved forskjellige plastringsmetoder. I 2011 startet forskningsprosjektet "Fullskalaforsøk på plastring av fyllingsdam" som er finansiert av Energi Norge. I dette forskningsprosjektet inngår noen storskala forsøk i felt og todimensjonale laboratorieforsøk som skal utføres i Trondheim. Laboratorieforsøk og få prototypforsøk for å undersøke parametre som helning på dammen, steinstørrelse og ulik plassering av plastringssteiner er utført i masteroppgaver i 2012 og 2013. To feltforsøk ble utført i forbindelse med kandidatens prosjektoppgave høsten 2013. Forskningsprosjektet fra Energi Norge føres videre nå også med støtte fra Forskningsrådet innenfor programmet ENERGIX.

### 2 HOVEDPUNKT I OPPGAVEN

Formålet med oppgaven er å finne ut hvordan ulike strømningsforhold påvirker styrken av plastring. Effekten fra gjennomstrømning, overtopping eller en kombinasjon skal undersøkes. I tillegg skal det følges nøye med om plastringsferdigheter blir bedre over tid.

Oppgaven skal omfatte følgende hovedpunkter:

1. Litteraturstudie om hydraulikk over og gjennom plastring og rauset stein, parametre som brukes til å beskrive plastring, og eksisterende dimensjoneringskriterier for plastring i både norsk og internasjonal litteratur. Gi et detaljert sammendrag og vurdering av den mest interessante artikkelen sett i sammenheng med norske forhold.
2. Identifiser viktige parametre i plastringen og hvordan disse beskrives. Etabler en metode for å beskrive utført plastring som kan brukes til å beskrive plastring før hvert modellforsøk og som er egnet for å oppdage økt stabilitet i plastringen på grunn av forbedrede plastringsferdigheter.
3. Planlegg modellforsøk for å:
  - a. gjenskape noen av tidligere utførte forsøk i en smalere renne og diskutere om rennens bredde påvirker resultatet.
  - b. undersøke hvordan strømmingen påvirker stabiliteten til plastringen, dvs. gjennomstrømming, overtopping og en kombinasjon.
4. Utfør forsøkene i vassdragslaboratoriet og bruk metoden fra punkt 2) for å beskrive plastring før hvert forsøk.
5. Sammenlign resultatet fra forsøkene med tidligere utførte forsøk og eksisterende metoder.
6. Diskuter resultatene kritisk.

Diskusjoner med veiledere brukes for å planlegge modellforsøkene i detalj. Avhengig av utviklingsprosessen er det mulig at nytt måleutstyr vil bli tilgjengelig for å male krefter på spesifikke steiner i plastringen.

### **3 RETTLEDNING, DATA OG INFORMASJON**

Førsteamanuensis II Morten Skoglund vil være hovedveileder og vil sammen med stipendiat Priska Helene Hiller (medveileder) veilede arbeidet. Diskusjon med, og bidrag fra, kollegaer, studenter og medarbeidere ved NTNU, SINTEF, NVE og andre dameiere anbefales. Bidrag som går inn i oppgaven skal alltid refereres til på korrekt måte.

### **4 RAPPORTFORMAT, REFERANSER OG ERKLÆRING**

Oppgaven skal skrives i et tekstbehandlingsprogram og figurer, tabeller, foto etc. skal være av god rapportkvalitet. Rapporten skal inneholde et sammendrag, en innholdsliste, en liste over figurer og tabeller, en litteraturliste og opplysninger om andre relevante referanser. Sammendraget skal ikke overskride 450 ord og skal være egnet for elektronisk rapportering. Elektroniske data fra modellforsøk (f. eks. video og rådata fra måleutstyr) skal innleveres elektronisk på en ryddig og strukturert måte. Oppgaven skal leveres som pdf i DAIM og trykkes i tre eksemplar som leveres faglærer/institutt.

Masteroppgaven skal ikke leveres senere enn mandag **10. juni 2014**.

Trondheim, 14. januar 2014



Morten Skoglund  
Førsteamanuensis II



## Forord

---

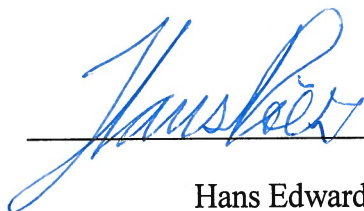
Denne rapporten markerer avslutningen på fem år med masterprogrammet ved Bygg- og miljøteknikk på Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet (NTNU). Oppgaven omhandler modellforsøk av plastring på nedstrøms skråning av steinfyllingsdammer. Den er gjennomført ved Institutt for vann- og miljøteknikk våren 2014, og omfatter 30 studiepoeng.

I 2011 startet forskningsprosjektet «Fullskalaforsøk på plastring av fyllingsdam», som er finansiert av Energi Norge. I dette forskningsprosjektet inngår det storskala forsøk i felt, og todimensjonale laboratorieforsøk som skal utføres i Trondheim. I prosjektoppgaven var jeg heldig, ettersom jeg fikk delta på to storskalaforøk ved Svartevassdammen i Sirdal. Denne oppgaven fokuserer derimot kun på modellforsøk utført ved vassdragslaboratoriet. Oppgaven er også knyttet til en PhD-oppgave om plastring av fyllingsdammer, som også er finansiert av Energi Norge.

Arbeidet med oppgaven har vært utfordrende og lærerikt, og bidratt til at jeg har lært å jobbe og tenke mer selvstendig. Det har vært praktiske utfordringer rundt det å bygge opp en modell fra bunnen, og å installere ønsket måleutstyr for å få presise målinger. De utallige timene i laboratoriet har gitt en økt innsikt og dypere forståelse i prosessene som skjer i modellen.

Det oppstod beklageligvis en situasjon underveis i semesteret der det var nødvendig med bytte av formell veileder. Nils Rüter stilte opp som ny formell veileder på kort varsel, noe jeg satt pris på. Jeg ønsker også å utrykke stor takknemlighet til min veileder Priska Helene Hiller. Hiller var også medveileder under fordypningsprosjektet høsten 2013, og vært fungerende veileder i denne masteroppgaven. Hun har vært en faglig dyktig veileder, som har inspirert og motivert meg gjennom hele semesteret. Det har vært ukentlig oppfølging med gode råd og samtaler.

Trondheim, 10. juni 2014



---

Hans Edward Røer



## Sammendrag

---

Formålet med denne masteroppgaven er å finne ut hvordan ulike strømningsforhold påvirker styrken av et plastret erosjonsdekke. Plastring er en metode å legge stein der steinene ligger stabilt og med god innbyrdes kontakt. Samtidig skal de ligge med fall innover mot dammen slik at det dannes et godt forband. Dette skiller seg fra rauset erosjonssikring, der steiner faller i stabil posisjon ved gravitasjon. Det er undersøkt effekten av at vannstrømmen går igjennom plastringen, over plastringen samt en kombinasjon av begge.

Totalt 15 modellforsøk ble gjennomført, der det ble benyttet kantet plastringsstein med en median steinstørrelse ( $d_{50}$ ) på 25 mm, korngraderingstall ( $C_u = d_{60}/d_{10}$ ) på 1,44 og helning av plastringssteinene ( $\alpha$ ) på  $63^\circ$ . Skråningshelningen (S) i alle forsøk var 1:1,5, og høyden (H) av forsøksdammene varierte fra 135 mm – 300 mm. Enhetsvannføring ved globalt brudd ( $q_c$ ) varierte fra forskjellige strømmingssituasjoner. For plastret skråningsvern ga forsøk med gjennomstrømmende vann de laveste bruddverdiene fra 27 – 28 l/s/m, overtoppende strømning ga de høyeste verdiene fra 117 – 153 l/s/m mens en kombinasjon ga verdier fra 69 – 157 l/s/m.

Gjennomstrømning medfører trolig ugunstig strømmingssituasjon, som gjør at innlåsing, kontakten og forbandet til steinene rundt mister sin funksjon. Det kan tyde på at overtoppende vann reduserer den ugunstige strømmingen gjennomstrømmende vann medvirker med når det opptrer er en kombinasjon av de to strømmingstypene. Det kan være grunn til å tro at overtoppende vannet dermed har en stabiliserende effekt på skråningsvernet.

Det ble ikke funnet tegn på at bredden i modellen hadde betydning på styrken av hverken rauset eller plastret skråningsvern. Høyden på dammen har derimot innvirkning på den totale styrken i et plastret dekke. Den relative økningen fra to forsøk med forskjellige høyder på 135 mm og en 300 mm ga en økning i enhetsvannføringen ved brudd på 63 %.

Det finnes over 20 beregningsmetoder for å anslå stabil midlere steinstørrelse for rauset skråningsvern. Av behandlet litteratur viser formelen til Khan & Ahmad minst avvik, som i dette tilfellet er overdimensjonering, fra den observerte midlere steinstørrelsen for alle strømningsforholdene. Avviket varierer fra 6 % – 88 % ut ifra forskjellige strømmingssituasjoner og observert midlere steinstørrelse.

Når plastret erosjonssikring ble utsatt for gjennomstrømning forekom det kun brudd i skråningsvernet. Ved overtoppende vannstrømninger ble det observert partikkelerosjon av enkeltstein i kronen, som etter hvert kunne lede til at hele kronen ble revet av. Det er nevnt at dette er den vanligste erosjonsformen, og i syv av ni forsøk (ekskludert forsøk med rauset skråningsvern og låst damkrone) opptrådte dette. Det er forøvrig i de fleste tilfellene observert stor restkapasitet i erosjonsdekket etter at enkeltstein er erodert.



## Abstract

---

The purpose of this thesis was to determine how different flow conditions affect the strength of a placed riprap. Placed riprap is a method where you manually place each stone. The stones are placed in an interlocking pattern where each stone is in contact with stones on all sides, with the longest axis of the stone perpendicular to the dam axis and in bond with all stones. This differs from riprap where rocks fall in stable position by gravity. The effect of throughflow, overtopping and a combination was investigated.

A total of 15 stability model experiments was conducted, using angular stone with a median stonesize ( $d_{50}$ ) of 25 mm, coefficient of uniformity ( $C_u = d_{60}/d_{10}$ ) of 1.44 and inclination of the stones ( $\alpha$ ) of  $63^\circ$ . Slopes (S) in all experiments was 1:1.5, and the height (H) of the test dams ranged from 135 mm - 300 mm. Unit discharge at global failure ( $q_c$ ) varied from different flow situations. The lowest values for unit discharge at global failure was observed for experiments with throughflow, and the varied from 27 to 28 l/s/m. Overtopping flow gave the highest values, ranging from 117 to 153 l/s/m, while a combination of the two flow types gave values from 69 to 157 l/s/m.

Throughflow probably contributes to an unfavorable flow direction, that makes the interlocking effects and bond less functional. It may seem that overtopping flow reduces the adverse flow the through flowing water contributes with, when the two flowtypes occur. It may be reason to believe that the overtopping water thus has a stabilizing effect on the slope protection.

There were no signs that the width of the model gave significant influence on the strength of either riprap or place riprap. The height of the dam, however, had an impact on the overall strength of a placed riprap surface. The relative increase from two experiments with different heights of 135 mm and a 300 mm resulted in an increase in unit discharge at global failure of 63 %.

There are over 20 relationships to estimate the predicted median stone size in riprap. It was resolved that the formula from Khan & Ahmad showed least deviation, which in this case is over dimensioning of the observed median stone size, for all flow conditions. Deviation varied from 6 % - 88 % on the basis of different flow situations and observed median stone size.

When placed riprap was exposed to throughflow, dam breaks only occurred in the downstream damface slope protection. With overtopping flows there was observed particle erosion of single stone in the dam crest, which eventually lead to break of the entire crest. It is mentioned in literature that this is the most common form of erosion, and in seven of nine experiments (excluding experiments with riprap slope protection and locked dam crest) this occurred. In most cases it is observed large residual capacity after single stone are eroded.



# Innholdsfortegnelse

---

1	Innledning.....	1
2	Teori .....	3
2.1	Parametere for å beskrive stein.....	3
2.2	Hydraulikk over og igjennom plastring og rauset stein.....	5
2.3	Dimensjoneringskriterier for sikring med stein i nedstrøms skråning .....	8
2.3.1	Norske retningslinjer .....	8
2.3.2	Internasjonale beregningsmetoder og litteratur .....	9
2.4	Tidligere masteroppgaver ved NTNU .....	14
2.4.1	Nedstrøms skråningsvern på fyllingsdammer .....	14
2.4.2	Plastrede erosjonsdekker .....	17
3	Metode.....	19
3.1	Forsøksrennen.....	20
3.2	Måleinstrumenter.....	22
3.3	Vannføringsmålinger .....	22
3.4	Forsøksmaterialer .....	24
3.5	Forsøksplan.....	29
3.6	Bygging av forsøksdammer.....	33
3.7	Kvantifisere innlåsingsvinkel .....	35
3.8	Dokumentering av forsøk og registrering av data .....	36
3.9	Registrering av brudd og bruddvannføring .....	39
4	Resultater.....	41
4.1	Gjenskapelse av et utvalg tidligere utførte modellforsøk .....	43
4.2	Damparametere.....	44
4.2.1	Damhøyde .....	45
4.2.2	Tidsbruk på skrånings – og kronevern og antall plastringsstein .....	45
4.2.3	Fasthet i skråningsvern.....	48
4.2.4	Setninger i plastringsdekke .....	50
4.2.5	Låsing av damtå og damkrone .....	51
4.2.6	Innlåsingsvinkel .....	51
4.3	Strømning .....	51

4.3.1	Gjennomstrømning .....	53
4.3.2	Overtopping.....	55
4.3.3	Kombinasjon av gjennomstrømning og overtopping .....	55
5	Diskusjon.....	59
5.1	Plastringsparametere.....	59
5.1.1	Plastringsstein.....	59
5.1.2	Forbedring av plastringsferdigheter .....	60
5.1.3	Generell styrke av skråningsvern .....	62
5.2	Stabilitet av skråningsvern ved forskjellige strømningsforhold .....	63
5.3	Sammenligninger med tidligere forsøk fra NTNU .....	64
5.3.1	Dammens dimensjoner .....	64
5.3.2	Innlåsingsvinkel .....	66
5.4	Sammenligninger eksisterende metoder .....	66
5.4.1	Gjennomstrømning.....	67
5.4.2	Overtopping og kombinasjon av gjennomstrømning og overtopping.....	69
5.4.3	Mest interessante tilnærming for plastrede steinfyllingsdammer i Norge .....	69
5.5	Bruddmekanismer i skråningsvern .....	70
5.6	Feilkilder.....	72
6	Konklusjon .....	77
7	Videre arbeid .....	79
8	Referanser.....	81
A.	Vedlegg – Beskrivelse av forsøkene .....	.
B.	Vedlegg – Enhetsvannføring i modell.....	.
C.	Vedlegg - Støttefylling .....	.
D.	Vedlegg – Eksempel på mal for dokumentering av forsøk .....	.
E.	Vedlegg – Sammenligning med eksisterende teori .....	.



## Figurer

---

Figur 2.1: Definisjon av steinenes tre akser (Bunte & Abt, 2001).....	4
Figur 2.2: Oversikt over strømnings situasjoner (NVE, 2010) .....	5
Figur 2.3: Krefter som virker på enkeltstein (NVE, 2010) .....	6
Figur 2.4: Brudd i skråningsvern på grunn av translational utglidning (Blodgett & McConaughy 1986).....	13
Figur 2.5: Brudd i skråningsvern på grunn av modifisert slump (Blodgett & McConaughy 1986).....	13
Figur 2.6: Brudd i skråningsvern på grunn av slump brudd (Blodgett & McConaughy 1986)	14
Figur 2.7: Steinmateriale fra modellforsøk av plastring i elvebunn (Falkenberg, 2013) .....	17
Figur 3.1: Skisse av modell .....	20
Figur 3.2: Enhetsvannføring plottet mot hverandre. Verdier fra Kindsvater-Shen mot tabulerte verdier. God korrelasjon.....	23
Figur 3.3: Kornfordeling støttefylling og gule plastringsstein .....	24
Figur 3.4: Haver EML siktemaskin.....	25
Figur 3.5: Plastringsstein i forskjellige størrelser til skråningsvern og støttefylling. ....	26
Figur 3.6: Grunnoppsett forsøksdammer .....	29
Figur 3.7: Damoppsett for gjennomstrømningsforsøk. Fra forsøksserie 1 .....	31
Figur 3.8: Damoppsett for overtoppingsforsøk. Fra forsøksserie 2 .....	32
Figur 3.9: Gjennomstrømning og overtopping. Fastlåst kronevern, fra forsøksserie 3 .....	33
Figur 3.10: Tåstein legges før støttefylling .....	35
Figur 3.11: Støttefylling økes gradvis med plastring .....	35
Figur 3.12: Forband sørger for oppbrytning av vertikale og horisontale sprekkesett .....	35
Figur 3.13: Før forsøk .....	36
Figur 3.14: Plastring utsatt for økende helning .....	36
Figur 3.15: Plastring sklir på finérplaten, og buler ut i nedre del .....	36
Figur 3.16: Videokamera filmer normalt på skråningsvernet. Vanskelig å dokumentere bruddårsak .....	38
Figur 3.17: Videokamera filmer fra siden, og plassert med litt vinkling for å filme større del av skråningsvern. Velegnet til å definere bruddårsak k .....	38
Figur 3.18: Fotoapparat plassert ved siden av forsøksdam. Velegnet til å undersøke forskyvninger av dammen .....	38
Figur 3.19: Eksempel på utarbeidet graf fra gjennomføring av et forsøk .....	39
Figur 4.1: Sammenligning av resultater mot tidligere masteroppgaver .....	44
Figur 4.2: Forskjellige høyde på forsøksdammer. Plastret skråningsvern med steinhelning, $\alpha = 63^\circ$ .....	45
Figur 4.3: Boksplokk over antall steiner benyttet i krone- og skråningsvern .....	47
Figur 4.4: Boksplokk over tidsbruk brukt på plastring av krone- og skråningsvern .....	47
Figur 4.5: Før og etterbilde av forsøk 3_2. Røde piler markerer stein som var løse før forsøk, blå stiplede linje er hjelpelinjer for å se forskyvninger og setninger .....	49
Figur 4.6: Forsøk 1_6 plastret opp etter brudd med samme steiner. Bildet tatt ovenfra på kronevernet, oppstrøms rist sees øverst i bildet t .....	50
Figur 4.7: Glippe på grunn av setninger i dekke .....	50

Figur 4.8: Forskjellig oppstrøms magasin vannstand ved lik frekvens .....	53
Figur 4.9: Bruddforløp forsøk 2_1. Gradvis utvikling av bruddet ved gjennomstrømning .....	54
Figur 4.10: Bruddforløp i forsøk 3_4. Plutselig brudd ved gjennomstrømning .....	54
Figur 4.11: Erosjon av to stein i kronevern ved overtopping, i forsøk 2_3 .....	55
Figur 4.12: Kombinasjon av gjennomstrømning og overtopping. Første steins bevegelse plottet mot maks enhetsvannføring .....	56
Figur 4.13: Brudd i overgang kronevern/skråningsvern for forsøk 3_1. Redusert innlåsing fra kronevern på grunn av setninger .....	57
Figur 5.1: Antall plastringsstein per areal .....	61
Figur 5.2: Betydning av dammens bredde .....	65
Figur 5.3: Ruset skråningsvern utsatt for gjennomstrømning. Sammenligning av observert mot empirisk $d_{50}$ .....	68
Figur 5.4: Plastret skråningsvern utsatt for gjennomstrømning. Sammenligning av observert mot empirisk $d_{50}$ .....	68
Figur 5.5: Sammenstilling av forskjellige strømningssituasjoner med Formel 2.10 .....	70
Figur 5.6: 2_2 rett etter brudd. Utsatt for gjennomstrømning .....	75
Figur 5.7: 2_4 rett etter brudd. Utsatt for gjennomstrømning og overtopping .....	75
Figur 5.8: Oversikt over strømningssituasjon over 300 mm høy dam .....	75

## Tabeller

---

Tabell 2.1: Masteroppgaver om plastring av skråningsvern ved NTNU fra 2012 og 2013 .....	14
Tabell 2.2: Sammenligning av forsøk med forskjellig damhøyde (Amundsen, 2012) .....	15
Tabell 3.1: Dimensjoner av forsøksrenna .....	21
Tabell 3.2: Måleinstrumenter .....	22
Tabell 3.3: Filterkriterier overgang støttefylling til skråningsvern .....	25
Tabell 3.4: Størrelse og vekt på utvalgte plastringsstein.....	27
Tabell 3.5: Samme fraksjon med gul plastringsstein benyttet i alle masteroppgavene. Forskjellig y-akse resulterer i forskjellig $d_{50}$ .....	27
Tabell 3.6: Veiledende grenser for aksene a, b og c .....	28
Tabell 3.7: Faste parametere for alle forsøksdammer .....	30
Tabell 3.8: Utvalgte forsøk til gjenskaping (Amundsen, 2012) (Langaker, 2013) .....	30
Tabell 3.9: Utstyr brukt til registreringer under forsøk .....	37
Tabell 4.1: Utførte forsøk vår 2014.....	42
Tabell 4.2: Sammenstilling mot tidligere utførte forsøk .....	43
Tabell 4.3: Antall steiner i plastret skrånings – og kronevern. Steinhelning, $\alpha = 63^\circ$ .....	46
Tabell 4.4: Rauset skrånings – og kronevern .....	47
Tabell 4.5: Forsøk med løse steiner før forsøk.....	48
Tabell 4.6: Resultater av låst kronevern.....	51
Tabell 4.7: Styrke av skråningsvern ved forskjellige strømmingssituasjoner .....	52
Tabell 5.1: Utvalgte forsøk rangert etter høyde på dam.....	65
Tabell 5.2: Rangering av formler for utregning av $d_{50}$ - mot observert $d_{50}$ .....	67



# 1 Innledning

---

En dam som hovedsakelig består av oppfylte og komprimerte masser av jord, grus og sprengstein er en fyllingsdam. Dersom mer en 50 % av dammens volum består av sprengstein, er det en steinfyllingsdam. Det er en jordfyllings- eller grusfyllingsdam dersom mer enn 50 % av fyllingsmassene består av leire, silt, sand eller grus (Kjærnsli, Valstad & Høeg, 1992). I Norge er det bygget flere typer steinfyllingsdammer, men de vanligste metodene er å bygge dammene med en tett kjerne av morenemateriale eller asfalt. Disse dammene utformes og bygges med markerte materialsoner, som differensieres på bakgrunn av kornfordeling og kornstørrelse. Det benyttes slike materialsoner for å få en filtervirkning igjennom dammen, som gjør at eventuelle lekkasjer stopper i neste sone (Damsikkerhetsforskriften, 2009).

Frem til 1960 – tallet ble steinfyllingsdammer bygget av tunnelmasser eller masser fra steinbrudd, uten tilstrekkelig beskyttelse i ytterste sone. Erosjonsproblemer på oppstrøms skråning (vannsiden) medførte at sikring av denne siden ble nødvendig. Store steiner ble dermed dumpet ut i skråningen, og virket som erosjonssikring for underliggende lag. Denne måten å sikre skråninger er omtalt som rauset sikring (Jenssen & Tesaker, 2009). Økt fokus på damsikkerhet på 1970 – tallet førte også til at nedstrøms skråninger (luftsiden) ble sikret på samme måte (Lia et al., 2013). Dette ytterste laget i steinfyllingsdammer omtales skråningsvern, og bygges i dag på alle dammer. I dag legges skråningsvernet som plastring. Det vil si at hver enkelt stein plasseres slik at den ligger stabilt ordnet i forband, og med fall og lengderetning innover mot damskråningen (NVE, 2012).

Oppstrøms skråningsvern skal bygges slik at det kan motstå påvirkninger fra bølger, is, tele og andre mulige påkjenninger. Nedstrøms skråningsvern skal sørge for at dammen skal tåle stor vanngjennomstrømming og eller overtopping. Toppen av dammen, eller damkronen, bygges slik at det blir en jevn overgang mellom oppstrøms- og nedstrøms side (NVE, 2012).

Det blir hevdet at det fremtidige klimaet blir varmere, våtere og villere (Johannessen, 2005). Dette gjør at dammer kan bli utsatt for betraktelig større flommer enn de er dimensjonert for. Overtopping av kjernen, eller tilstopping av flomløpet er situasjoner som kan forekomme i slike tilfeller. Å plastre nedstrøms skråning på steinfyllingsdammer vil da gi et stort bidrag til skråningsstabiliteten, ved å hindre en irreversibel erosjon- og utvaskingsprosess av underliggende soner.

Det er ikke utenkelig å se for seg at fyllingsdammer som er dimensjonert og bygget på en god måte vil være i drift på tilnærmet ubegrenset tid, og plastring av nedstrøms skråning kan være en god bidragsyter til den globale sikkerheten i livsløpet til en dam. Et stort antall fyllingsdammer vil i nærmeste fremtid bli rehabilitert som et ledd i strengere krav og forskrifter. Dersom alle fyllingsdammer i Norge skal rustes opp i henhold til gjeldene regelverk har Energi Norge estimert kostnadene til rundt 8 milliarder kroner (Forvaltningspraksis ved norsk damsikkerhet, 2011). En stor del av dette arbeidet, både tidsmessig og økonomisk, består i å plastre nedstrøms skråninger. Endelige parametere som påvirker styrken til det plastrede skråningsvernet nedstrøms er enda ikke fullt ut forstått og

kartlagt. Det investeres dermed ressurser for å få en dypere forståelse, slik at de investerte midlene gir påviselig størst grad av sikkerhet (Forvaltningspraksis ved norsk damsikkerhet, 2011). En robust og lett forståelig retningslinje vil bidra til riktig steinstørrelser, og samtidig minimere behovet for vedlikehold og for rehabilitering.

Hensikten med denne oppgaven er å undersøke hvordan ulike strømningsforhold påvirker styrken av et plastret skråningsvern ved hjelp av modellforsøk i laboratoriet. Det skal undersøkes hvordan effekten av gjennomstrømning, overtopping og en kombinasjon av disse innvirker på stabiliteten til det plastrede skråningsvernet, og dermed til den globale sikkerheten av dammer.

## 2 Teori

---

I dette kapittelet omtales kjent kunnskap og teori som er relevant for problemstillingen. Kapittelet vil omfatte et kort litteraturstudie rundt relevant og eksisterende nasjonal og internasjonal forskning, samt et sammendrag av tidligere masteroppgaver gjennomført ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, NTNU.

### 2.1 Parametere for å beskrive stein

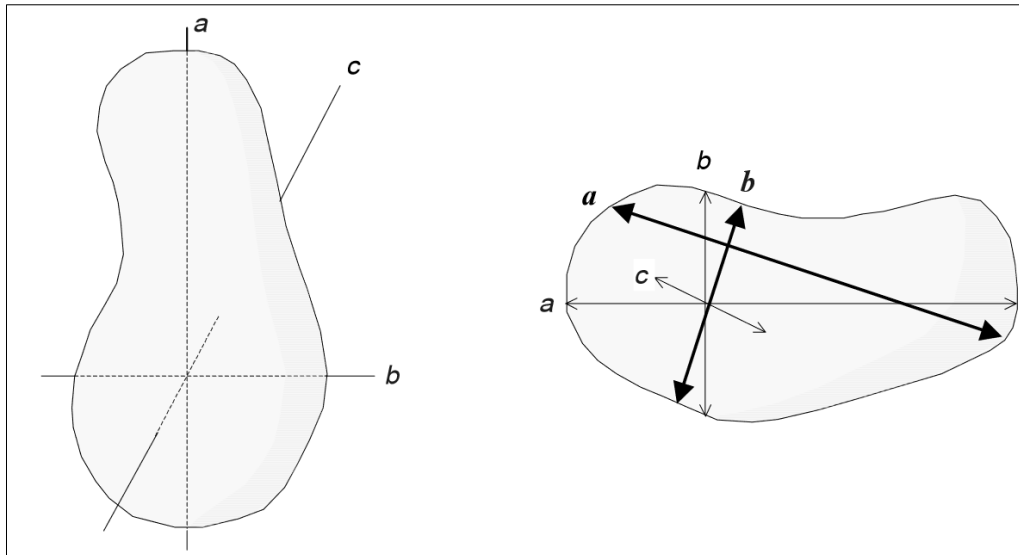
Terminologien skråningsbeskyttelse og plastring brukes ofte om hverandre, men ikke all skråningsbeskyttelse er plastring. Skråningsbeskyttelse kan legges på flere måter, og med flere materialer, men to måter vil bli omtalt i denne rapporten:

- Plastring er stein som er stabilt ordnet i forband. Det brukes for å beskytte en konstruksjon eller et areal fra vannets krefter. Stabiliteten til et plastret dekke kan bestemmes som en funksjon av steinstørrelse, form, vekt og holdbarhet. Plastringens styrke er også avhengig av stedlige faktorer, gradering og tykkelse av dekket (ed. Throner, 2001).
- Rauset skråningsbeskyttelse er dumpet, og faller på plass ved hjelp av gravitasjon (ed. Throner, 2001).

For å få en forståelse av parameterne som påvirker et plastret skråningsvern, er det nødvendig å bryte ned i mindre bestanddeler. Gradering, holdbarhet og kvalitet har med geologiske forhold å gjøre. Granittiske og gabbroide bergarter vil som regel være av god kvalitet i slikt henseende, og dermed gode å benytte (NVE, 2012).

#### Størrelse

Steinenes størrelse og form kan baseres på lengden til tre akser, som i følge venstre bilde i Figur 2.1 står vinkelrett på hverandre. Den lengste akse er  $a$ , deretter kommer  $b$  og  $c$  er den korteste. Det er ikke nødvendigvis slik at aksene står vinkelrett på hverandre, samtidig som de er henholdsvis lengste, midlere og korteste. En god tilnærming er derfor å gjøre det som høyre bilde i Figur 2.1. Da blir  $b$ -aksen målt først, og de to andre aksene settes vinkelrett på denne. På bakgrunn av steinenes  $b$ -akse kan det utarbeides en kornfordelingskurve, da denne samsvarer best med siktetester på kvadratiske sikter (Jenssen & Tesaker, 2009).



**Figur 2.1: Definisjon av steinenes tre akser (Bunte & Abt, 2001).**

### Form (ed. Throner, 2001)

Formen til de individuelle steinene virker inn på innlåsing mot steinene rundt. Den beste plastringen produseres av steiner som har skarpe og rene kanter med relativt flate plan. Helleformede steiner har en tendens til å danne små broforbindelser over de mer blokkige steinene, mens avlange steiner lettere stikker langt ut av skråningsvernet. Ikke mer enn 30 % av plastringssteinene burde ha et forhold mellom lengste og korteste akse som er større enn 2,5, som gitt av Formel 2.1.

$$\frac{a}{c} < 2,5 \quad 2.1$$

Steiner som har et forhold større enn 2,5 er definert som helleformet eller avlange (ed Throner, 2001).

Steiner fra fluviale og glasifluviale avsetninger er ofte rundet, og brukes kun i sjeldne tilfeller. De er mindre motstandsdyktige mot brudd, da de har dårligere innlåsing enn kantede steiner. Avrunde stein er samtidig mindre utsatt for dragkrefter da arealet er mindre, men må være nærmere 25 % større enn kantet stein for å oppnå samme stabilitet (Jenssen & Tesaker, 2009).

### Vekt

Vekt og størrelse av individuelle plastringsstein er essensielle faktorer for å motstå krefter fra vannet. Det kan by på problemer å finne egenvekten av steiner i felt. Det benyttes ofte metoder som sammenstiller vekten ved hjelp av tettheten til steinene og en representativ kornstørrelse av steinen. En metode som er brukt for å finne vekten,  $W$ , vises i Formel 2.2 (Jenssen & Tesaker, 2009).



$$W = K\rho_s D^3$$

2.2

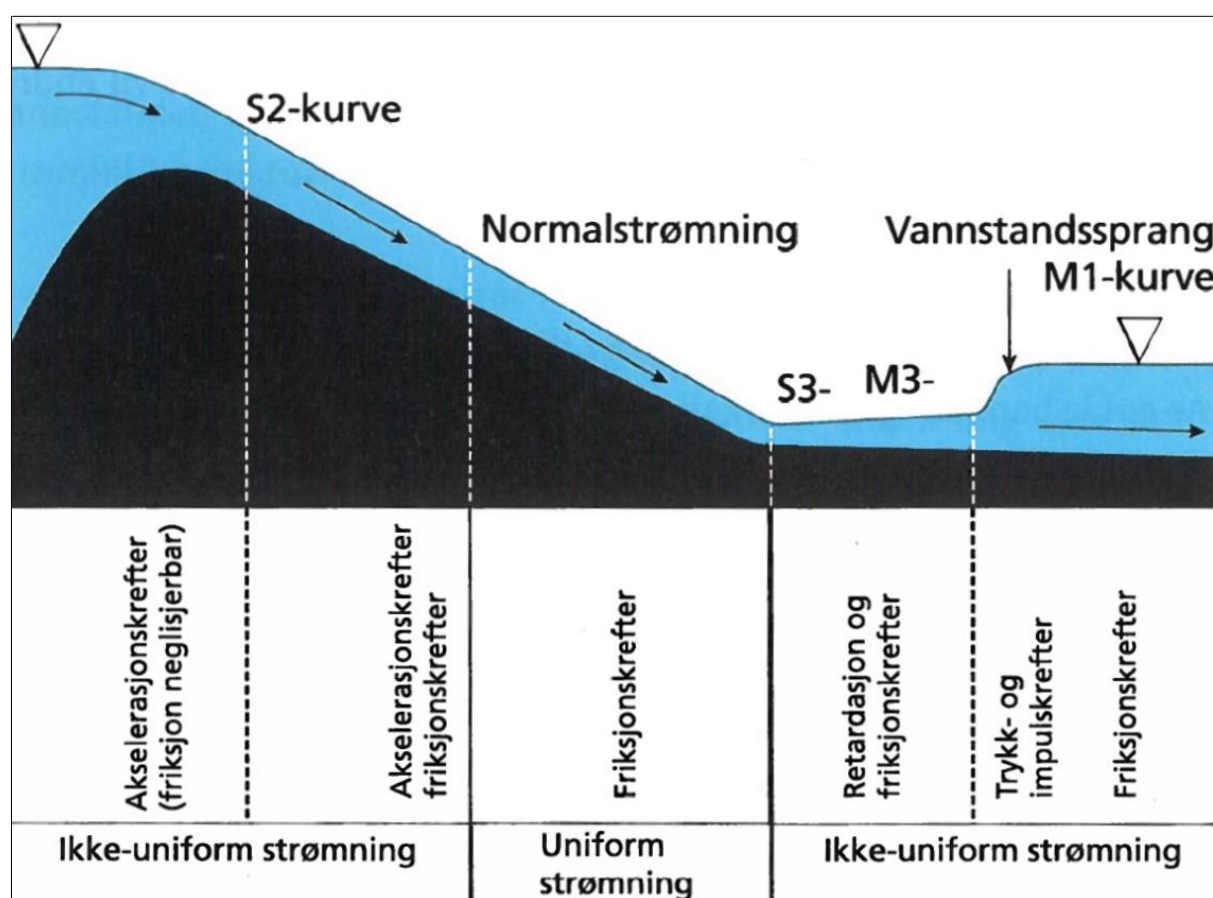
K = faktor som avhenger av steinens form

$\rho_s$  = steinens tetthet [kg/m<sup>3</sup>]

D = midlere akse [m]

Stein fra steinbrudd har varierende verdi av K fra 0,34 til 0,72, og en antagelse på 0,6 pleier å benyttes (CIRIA, 2007).

## 2.2 Hydraulikk over og igjennom plastring og rauset stein



Figur 2.2: Oversikt over strømningssituasjoner (NVE, 2010)

Frispeilsstrømning kan bli klassifisert etter tre forskjellige strømningstyper (Chow, 1959):

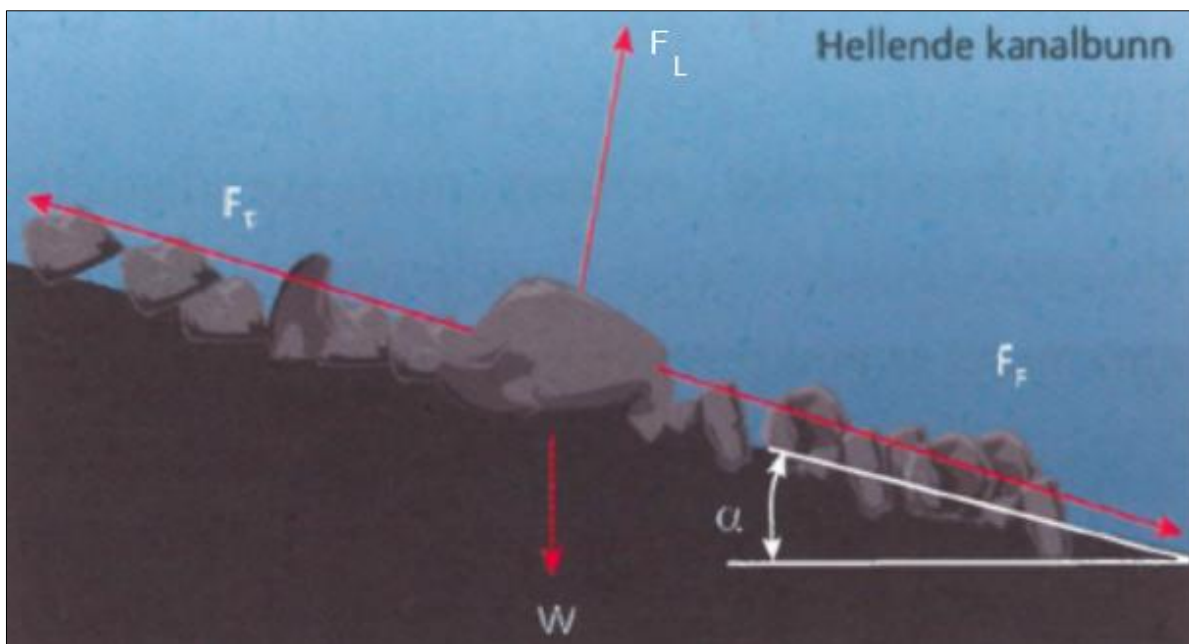
- Uniform og ikke-uniform strømning
- Stasjonær eller ikke-stasjonær strømning
- Underkritisk eller overkritisk strømning

Strømningshydraulikk i bratte skråninger kan ikke bli analysert ved hjelp av klassiske strømning ligninger (Brown & Clyde, 2000). Figur 2.2 viser strømning over et overløp. En økning av vannføring vil gi de ikke-uniforme delene ikke-stasjonær og nær overkritisk

strømning. Dette skaper spenninger og krefter som er vanskelig å kvantifisere. Uniform strømning og klassiske skjær-formler kan ikke benyttes, og empiriske formler vil dermed være bedre egnet.

### Belastning og stabilitet av enkeltstein

I en skråning vil steinene rives med når de ytre strømningskreftene er store nok til å skyve, velte eller løfte dem. Kraftene som motvirker disse er steinens vekt, størrelse og friksjonen mot underlaget – men steinens vekt bidrar også til destabilisering i bratte skråninger. Eventuelle kilevirkninger fra omkringliggende steiner vil også ha stor betydning. Av Figur 2.3 ser man kreftene som virker på en stein.



Figur 2.3: Krefter som virker på enkeltstein (NVE, 2010)

### Drag- og løftekraft

Vannets trykk og sug parallelt med underlaget gir en dragkraft på den delen av steinen som stikker over de omkringliggende steinene (NVE, 2010). Dragkraften,  $F_T$ , er gitt av Formel 2.3:

$$F_T = C_D * A * \rho_w * \frac{v^2}{2} \quad 2.3$$

På grunn av lokale hastighetsvariasjoner som skyldes trykkforskjeller, dannes det en løftekraft over steinene. Løftekraften,  $F_L$ , er gitt av Formel 2.4:

$$F_L = C_L * A * \rho_w * \frac{v^2}{2} \quad 2.4$$

$F_t$  – dragkraft [N]

$F_L$  – løftekraft [N]

$A$  – eksponert areal [ $m^2$ ]

$\rho_w$  – vannets tetthet [ $kg/m^3$ ]

$v$  – representativ vannhastighet [m/s]

$C_D$  – dragkoeffisienten [–]

$C_L$  – løftekoeffisient [–]

### Tyngdekraft og friksjonskraft

Tyngdekraften virker på de forskjellige steinene, og Formel 2.5 viser den neddykkete vekten,  $W$ :

$$W = (\rho_s - \rho_w) * V \quad 2.5$$

$W$  – neddykket vekt [N]

$\rho_s$  – steinens tetthet [ $kg/m^3$ ]

$\rho_w$  – vannets tetthet [ $kg/m^3$ ]

$V$  – volum [ $m^3$ ]

I skråninger er det vanlig å dekomponere  $W$ , slik at den står normalt på skråningshellingen. Da virker den på samme plan som de andre kreftene. Krefter som virker på krone og skråningsvern vil variere ut ifra plastringsmetode. De stabiliserende kreftene som virker av egenvekten til steinene blir mindre når steinen blir dykket. I områder der det blandes luft inn i vannet, får steinene mindre oppdrift. Ut ifra hvordan steinene er plassert og eksponert vil også strømningskreftene være forskjellige.

Friksjonskreftene,  $F_F$ , som virker på en stein er gitt ved Formel 2.6:

$$F_F = (W - F_L) * \tan(\varphi) \quad 2.6$$

$F_F$  – friksjonskraft mot bunnen [N]

$F_L$  – løftekraften [N]

$\varphi$  – friksjonsvinkelen mellom bunn og steiner [grader]

## 2.3 Dimensjoneringskriterier for sikring med stein i nedstrøms skråning

For å unngå erosjon av elveskråninger, bratte kanaler og andre hydrauliske konstruksjoner har det vært utviklet måter for å dimensjonere et beskyttende lag av stein. Laget må dimensjoneres med tilstrekkelig store steiner, og være tykt nok til å motstå vannets krefter.

### 2.3.1 Norske retningslinjer

Den første damforskriften kom i 1981, og før den tid ble dimensjonering og utførelse gjort på bakgrunn av publisert litteratur fra internasjonale og nasjonale kilder. Norsk praksis har utviklet seg i løpet av årene, og i dag er det Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (Damsikkerhetsforskriften) fra 2010 og Veileder for fyllingsdammer fra 2012 som er gjeldende. Damsikkerhetsforskriften formulerer funksjonskrav, mens Veileder for fyllingsdammer utdyper disse kravene. Dette delkapittelet gir et kort utdrag av begge.

#### Damsikkerhetsforskriften

Norske dameiere må følge damsikkerhetsforskriften, og det er denne som angir kravene som må følges for norske dammer. I følge § 5-10 skal fyllingsdammer ha god drenasjekapasitet slik at de kan tåle store lekkasjer og overtoppinge som følge av ulykkeslaster eller skader på dammen.

I tilfelle ulykkeslaster skal nedstrøms damskråning sikres med skråningsvern. Dette skal bestå av stein i tilfredsstillende kvalitet og lagt i forband. Steinenes lengste akse og fall skal ligge inn i dammen. Behovet for å sikre vederlag og nederste del av dammen med større stein må vurderes i hvert enkelt tilfelle (Damsikkerhetsforskriften, 2009).

Alle vassdragsanlegg klassifiseres i en av fem konsekvensklasser. *«Dammer som ved brudd, svikt eller feilfunksjon kan medføre fare for skade på mennesker, miljø eller eiendom skal klassifiseres i konsekvensklasse 1 til 4. Konsekvensklasse 4 benyttes for anlegg som har de største konsekvensene. Anlegg som har ubetydelige konsekvenser skal klassifiseres i konsekvensklasse 0»* (Damsikkerhetsforskriften, 2009).

#### Veileder for fyllingsdammer

Veilederen omfatter fremgangsmåter for dimensjonering og kontroll, og er retningsledende ved utbygging og rehabilitering. Den inneholder også hvilke materialer og utførelsesmetode som kan benyttes. Andre metoder for utførelse kan også brukes, så lenge det er dokumentert og av tilsvarende eller bedre kvalitet. Steinene i nedstrøms skråning skal utføres som plastring. *«De skal plasseres slik at de ligger stabilt og med god innbyrdes kontakt. Hver enkelt stein skal plasseres slik at lengdeaksen ligger med fall innover i dammen, og slik at det dannes godt forband»* (NVE, 2012).

For å tilfredsstille kravene til sikkerhet i Damsikkerhetsforskriften benyttes Formel 2.7 (NVE, 2012). Denne formelen er utarbeidet på bakgrunn av tidligere utførte forsøk, der primært

homogene fyllingsdammer med forskjellige masser ble undersøkt (EBL Kompetanse, 2005). Formlene er like, bortsett fra at det er lagt til økt sikkerhetsmargin fra 0,43 – 1 i Formel 2.7. Dette er gjort ettersom forsøkene ble gjennomført med et begrenset utvalg av skråningshelninger.

$$D_{min} = 1,0 * S^{0,43} * q^{0,78} \quad 2.7$$

$D_{min}$  – minimum diameter for stein [m]

$S$  – skråningshelning [tangens til helningsvinkel]

$q$  – enhetsvannføring [ $m^3/s/m$ ]

Enhetsvannføringen i konsekvensklasse 1 skal ikke settes lavere enn 0,3  $m^3/s/m$ , og ikke lavere enn 0,5  $m^3/s/m$  i konsekvensklasse 2 og 3. I konsekvensklasse 4 bør yttersteinen være 0,15  $m^3$ . I tillegg nevnes det at «Forholdet mellom største og minste steinstørrelse i diameter bør ikke overstige 1,7» (NVE, 2012). Dette kommer frem av Formel 2.8.

$$\frac{D_{maks}}{D_{min}} < 1,7 \quad 2.8$$

$D_{maks}$  – maksimum diameter for stein [m]

$D_{min}$  – minimum diameter for stein [m]

### 2.3.2 Internasjonale beregningsmetoder og litteratur

Internasjonalt er det utviklet og publisert flere artikler som dekker temaet erosjonsbeskyttelse. Erosjonsdekker av stein brukes ved flere hydrauliske konstruksjoner, som for eksempel fyllingsdammer, diker, overløp og vannveier. I internasjonal sammenheng blir ordet "riprap" ofte benyttet i sammenheng med rauset sikring, mens "placed riprap" oftest benyttes om plastrede erosjonsdekker. Det skal allikevel bemerkes at det ikke er slik i alle tilfeller. I artikler blir dette omtalt som både plastret og rauset skråningsvern. I dette delkapittelet presenteres et utvalg beregningsmodeller for å regne midlere steinstørrelse i erosjonsdekker, samt litteratur omhandlende bruddmekanismer i rausete erosjonsdekker. Det er forsøkt å velge de mest relevante og dekkende metodene.

#### Siebel

Siebel (2007) gjennomførte tester av små steinfyllingsdammer, med skråningshelning fra 1:3 til 1:15, og midlere steinstørrelse,  $d_{50} = 54 - 77$  mm. Skråningen var bygget som to lags rauset sikring. Formel 2.9 ble utarbeidet ved at forsøksdammer ble utsatt for strømming i et gitt tidsintervall. Etter den gitte tiden ble vekten av de eroderte steinene målt i forhold til den totale vekten av hele erosjonsdekket. På bakgrunn av disse verdiene ble det utarbeidet et

erosjonskritisk Froudetall, som dannet grunnlaget for Formel 2.9. Den har inkludert en sikkerhetsfaktor på 1,6 for å dekke et vidt spekter av steinformer.

$$d_{50,req} = 1,71 * S_0^{0,68} * q_0^{\frac{2}{3}} * \left( \frac{\rho_w}{\rho_s - \rho_w} \right)^{1/3} \quad 2.9$$

$d_{50,req}$  – Nødvendig midlere steinstørrelse [m]

$S_0$  – Skråningshelning [–]

$q_0$  – Maksimum tillatt enhetsvannføring [ $m^3/(s * m)$ ]

$\rho_s$  – steinens tetthet [ $kg/m^3$ ]

$\rho_w$  – vannets tetthet [ $kg/m^3$ ]

Forsøkene ble gjennomført som et resultat at det er en økende tendens av flommer med stor vannføring. Det finnes mange små fyllingsdammer (< 10m) i Tyskland, og det er i liten grad benyttet overløp i betong da de synlige betongkonstruksjonene blir karakterisert som mindre vakre. Fyllingsdammer må dermed designes og konstrueres slik at de kan motstå delvis eller fullstendig overtopping.

## **Khan & Ahmad**

Khan & Ahmad (2011) sammenstilte totalt 53 forsøk med rauset erosjonssikring, som var samlet fra Robinson med fler (1998) og Abt & Johnson (1991). Av disse 53 ble det benyttet 32 forsøk fra Robinson med fler (1998). Disse forsøkene var gjennomført i tre forskjellige rektangulære kanaler. Forsøkene ble gjennomført ved at det ble igangsatt en lav initialvannføring, for deretter å øke vannføringen i inkremerter. Definert brudd var når underliggende filterlag eller membran ble eksponert. Når vannføringen økte ble det observert at steiner vibrerte, bevegde seg og vippet ut i strømmingen.

21 av forsøkene var utført av Abt & Johnson (1991). Det var nær prototype forsøk som var utsatt for overtoppende strømming. Det ble benyttet to rektangulære kanaler med bredde på 2,4 meter. En kanal simulerte bratte skråninger ( $\geq 10\%$ ), og en for flatere helning (< 10%). Bruddkriteriet var i dette tilfellet også eksponering av filterlag eller underliggende membran.

For de 51 forsøkene varierte median steinstørrelse,  $d_{50}$ , fra 15 - 278 mm og skråningshelningen,  $S$ , varierte fra 1 – 40%. Spesifikk tyngdetetthet varierte fra 2,54 – 2,82, og korngraderingstallet,  $C_u$ , fra 1,25 – 2,30. I Formel 2.10 relaterer Khan & Ahmad tykkelse av plastringslag, skråningshelning, korngraderingstallet og enhetsvannføring ved brudd for å finne median steinstørrelse. Formelen er utviklet for kantet stein, og angir median størrelse med  $\pm 20\%$  margin.

$$D_{50} = 0,66t^{0,58}S^{0,22}C_u^{-0,45}q_f^{0,22}$$

2.10

$D_{50}$  – median steinstørrelse [mm]

$t$  – tykkelse erosjonssikring [mm]

$S$  – Skråningshelning [–]

$C_u$  – Korngraderingstall [–]

$q_f$  – kritisk enhetsvannføring [ $m^2/s$ ]

### Abt med fler

Abt med fler (2013) publiserte en artikkel der de gjennomførte en regresjonsanalyse av 21 metoder for å beregne stabil steinstørrelse i erosjonsvern. Testparameterne inkluderte median steinstørrelse, skråningshelning, enhetsvannføring, korngraderingstall og tykkelse av erosjonsvernet. Forsøkene var utført opp til 50 % helning, og det nevnes at det trengs ytterligere forsøk og resultater for brattere skråninger. Regresjonsanalysen relaterte observert median steinstørrelse med antatt median steinstørrelse. Artikkelen gir et sammendrag av et representativt og viktig utvalg fra de siste 70 årene med forskning. Den angir også hvilke metoder som gir best korrelasjon opp mot observerte verdier. Beregningsmetoden til Khan & Ahmad skårer høyest blant de andre beregningsmetoder, mens beregningsmetoden til Siebel kommer på en delt andreplass.

### Thornton med fler

På bakgrunn av artikkelen til Abt med fler, ble de ti metodene som ga best korrelasjon benyttet videre. Thornton med fler (2014) benyttet 102 overtoppingsforsøk til å utforme en formel for stabil steinstørrelse, med en korrelasjonskoeffisient  $R^2=0,97$  og varians på 11 %. Dette er Formel 2.11, og formelen er angitt i amerikanske enheter. Verdier er oppgitt i både amerikanske og i SI enheter. Median steinstørrelse varierte fra 15 – 655 mm, skråningshelning på 0,20 – 50 %, korngraderingstall fra 1,14 – 5,33 og enhetsvannføring ved brudd fra 0,03 – 1,63  $m^3/s*m$ . Spesifikk tyngdetetthet av steiner, SG varierte fra 2,29 – 2,82. Regresjonen gjør at utvalg av parametere blir bredere, som igjen medfører at behovet for ekstrapolering av verdier kan bli mindre. (Thornton et al., 2014).

$$D_{50} = 0,57S^{0,2}C_u^{-0,28}q_f^{0,21}t^{0,62}[1,16/(SG - 1)^{0,30}] \quad 2.11$$

$D_{50}$  – median steinstørrelse [in.]

$S$  – Skråningshelning [ft/ft]

$C_u$  – Korngraderingstall [–]

$q_f$  – Kritisk enhetsvannføring [cfs]

$t$  – tykkelse erosjonssikring [(ft)( $x D_{50}$ )]

$SG$  – Spesifikk tyngdetetthet [–]

### **Brudd i erosjonsdekke ved overtopping:**

Brudd i erosjonsdekke av stein ved overtopping er karakterisert på fire forskjellige måter av Blodgett & McConaughy (1986):

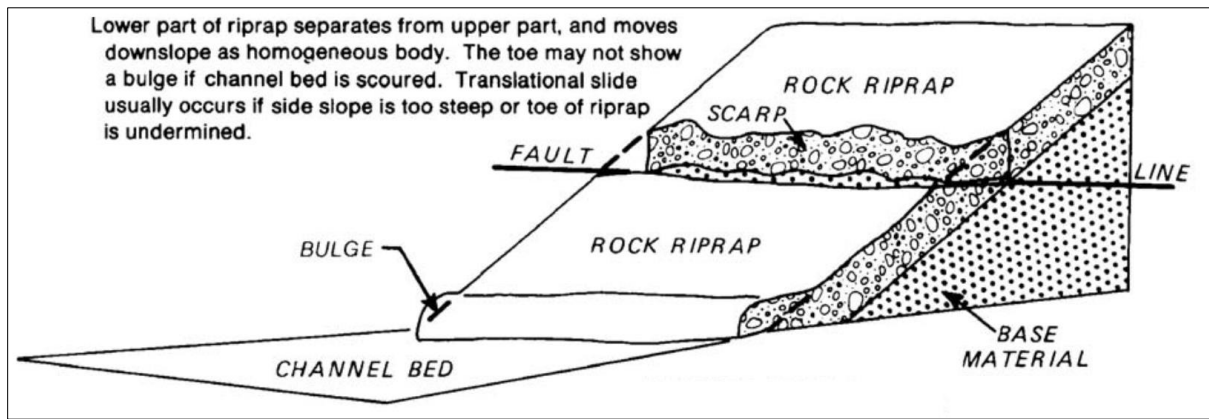
- **Partikkelerosjon:**

Dette er den vanligste erosjonsmekanismen. Partikkelerosjonen forekommer når kraften påført av det strømmende vannet blir større enn de stabiliserende kreftene. Abrasjon, eddy-turbulens, lokal strømningsakselerasjon eller tåerosjon er noen av effektene som påvirker dette. Sannsynlige årsaker kan være at steinstørrelsen er for liten, skråningen for bratt eller graderingen til erosjonsbeskyttelsen for uniform.

- **Translational utglidning**

Er et resultat av at nedre del av erosjonsdekket sklir ned, og dette danner en horisontal svakhetszone, som vist i Figur 2.4. Dette skjer i sammenheng med at tåstein graves ut, og dermed undergraver overliggende erosjonsbeskyttelse. Det er nevnes at eventuelle filterlag kan bidra til å øke denne typen brudd, da det skaper et glideplan som svekker skråningen.

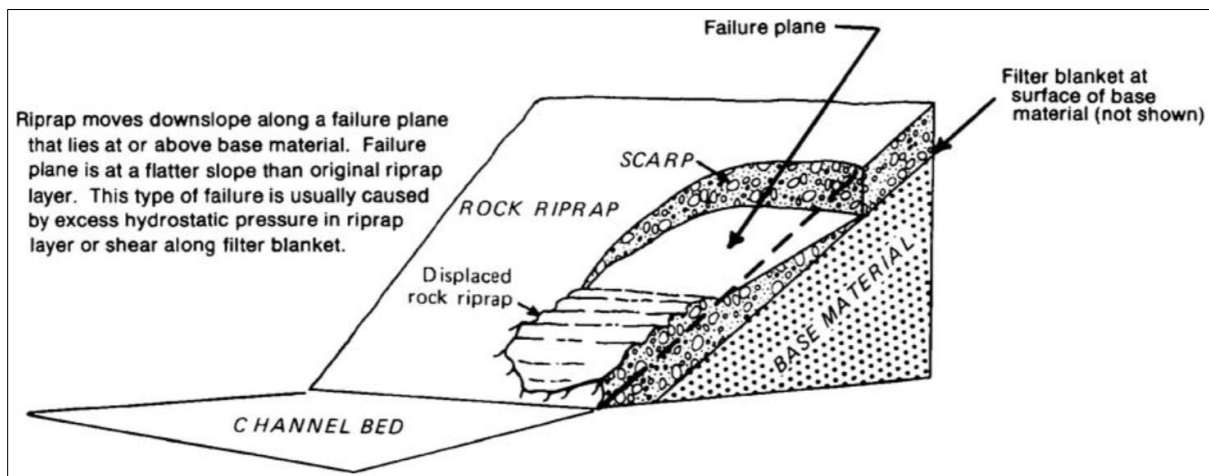




**Figur 2.4: Brudd i skråningsvern på grunn av translational utglidning (Blodgett & McConaughy 1986)**

- **Modifisert slump**

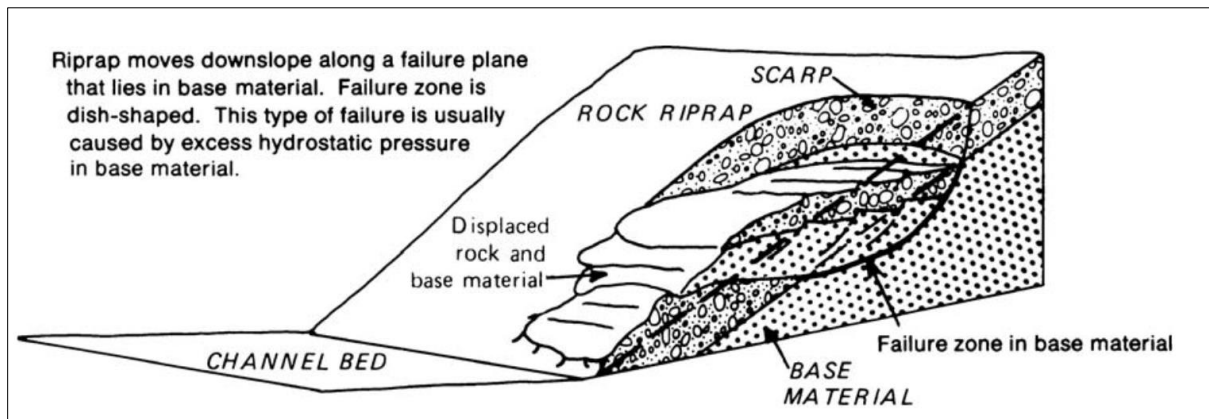
Er massebevegelse ved en intern overgangssone bak erosjonsdekket, som vist i Figur 2.5. Det underliggende materialet som støtter erosjonsdekket blir liggende. Sannsynlige årsaker kan være at skråningene er for bratte slik erosjonsdekket ligger tett opp friksjonsvinkelen for materialet. Små bevegelser i noen stein kan dermed medføre bruddet.



**Figur 2.5: Brudd i skråningsvern på grunn av modifisert slump (Blodgett & McConaughy 1986)**

- **Slump/utglidningsstrukturer**

Er et rotasjonsbrudd av materiale langs en akse som har en konkav oppadrettet kurve, som i Figur 2.6. Grunnen til slump brudd er knyttet til skjærstyrke i dypereliggende materiale. Dypereliggende glideplan kan gjøre at materialet forskyves, og kan ofte kobles opp mot høyt poretrykk. Årsaker til slump-brudd kan være at underliggende masser er inhomogene, med lag som er impermeable og dermed virker som et glideplan ved høye poretrykk. Det kan også være at sideskråningen er for bratt, eller for høy masseoppbygging høyt i skråningen.



**Figur 2.6: Brudd i skråningsvern på grunn av slump brudd (Blodgett & McConaughy 1986)**

## 2.4 Tidligere masteroppgaver ved NTNU

Et utvalg av senere års relevante oppgaver gjennomført ved NTNU vil bli omtalt kort i dette avsnittet. Oppgavene er vist i Tabell 2.1, og initialene vil bli brukt videre i oppgaven. Det presenteres et kort sammendrag av de delene som er relevante opp i mot denne oppgaven.

### 2.4.1 Nedstrøms skråningsvern på fyllingsdammer

**Tabell 2.1: Masteroppgaver om plastring av skråningsvern ved NTNU fra 2012 og 2013**

Navn	År	Initialer	Oppgave
Amundsen, Jon Magnus	2012	JMA	Laboratorieforsøk av plastring av nedstrøms skråning på fyllingsdammer
Langaker, Ole Kristian	2013	OKL	Plastring av nedstrøms skråning på fyllingsdammer. Prototyp- og modellforsøk
Bajracharya, Pujan	2013	PB	Throughflow capacity of downstream slope and rip rap structure of Kulekhani dam

## Amundsen

Amundsen (2012) undersøkte styrken på nedstrøms skråning i steinfyllingsdammer ved hjelp av modellforsøk i laboratorium. Dette ble utført i en renne som er 13 meter lang, 0,61 meter bred og 0,8 meter høy. 58 forsøk ble gjennomført i rennen som var en flat kanal, der helningen i de fleste skråningene var 1:1,5 (67°). Fem av forsøkene undersøkte kun gjennomstrømming, og disse ble ikke databehandlet. Resterende forsøk undersøkte en kombinasjon av gjennomstrømming og overtopping.  $d_{50}$  varierte fra 26 – 73 mm, og høyden på dammene varierte fra 300 mm – 1000 mm. Steinene ble enten dumpet (rauset) i damskråningen, eller plassert for hånd med vinkler fra horisontalt til vinkelrett på damskråningen. Kritisk enhetsvannføring for plastrede skråningsvern med helningsvinkel på 90° av steinene varierte i forsøkene fra 17,0 – 53,0 l/s/m. Amundsen definerte dambrudd som «*tidspunktet hvor erosjon og ras har jobbet seg opp til toppen av forsøksmodell. Under mange forsøk var vannføring for første steins bevegelse,  $Q_t$  lik bruddvannføring,  $Q_c$* » (Amundsen, 2012).

Testene viste at rauset sikring hadde den laveste styrken. De viste også at økt helningsvinkel i forhold til horisontal plastring ga større styrke. Det ble ikke funnet tegn til at bredde og høyde på dammen påvirket styrken til skråningsvernet. Sammenstillingen av resultatene fra forskjellige damhøyder er kun gjennomført med rauset sikring, så antagelsen er gjort på bakgrunn av disse forsøkene. Resultatene kan sees i Tabell 4.2 (Amundsen, 2012).

**Tabell 2.2: Sammenligning av forsøk med forskjellig damhøyde (Amundsen, 2012)**

Forsøk:	4.7	4.8	4.9	4.3	4.5	4.13
Steindiameter [mm]:	50,6	50,6	50,6	73	73	73
Utførelse av plastring:	Dumpet	Dumpet	Dumpet	Dumpet	Dumpet	Dumpet
Damhøyde [mm]:	300	600	600	1000	1000	600
Bruddenhetsvannføring [l/s/m]:	38,5	42,3	42,3	69,2	76,9	66,7

## Langaker

Langaker (2013) sammenstilte modellforsøk gjennomført i laboratorium med prototypforsøk gjennomført i felt. Han benyttet samme renne som Amundsen. 41 laboratorieforsøk ble gjennomført i en flat kanal der helningen på skråningen var 1:1,5 (67°). Disse ble sammenstilt mot fire fullskala prototypforsøk, for å undersøke om det var mulig å gjenskape disse i laboratoriet. Midlere steinstørrelse,  $d_{50}$ , varierte fra 27 – 41 mm, og høyden på dammene varierte fra 135 mm til 205 mm. Steinene ble enten dumpet (rauset) eller plassert for hånd med vinkler fra horisontalt – 71° i damskråningen. Kritisk enhetsvannføring for plastrede skråningsvern med helningsvinkel på 63° på steinene varierte i forsøkene fra 68,2 – 86,2 l/s/m, og 16 – 17 l/s/m for rauset skråningsvern. Langaker definerte brudd som «*...senkning av damkrone, eller eventuelt utglidninger i bunn for de tilfeller der damtå var kritiske punkt. I de tilfeller der en stein løsner fra bakerste rad i kronevernet, men ytterste stein fortsatt er stabil er derfor ikke definert som brudd*» (Langaker, 2013).

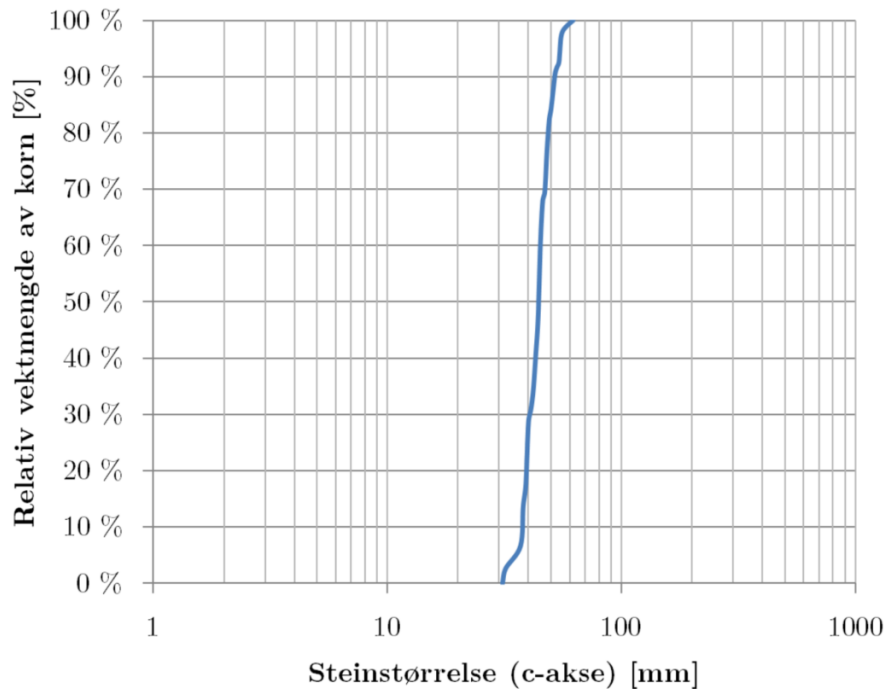
Det ble undersøkt repeterbarheten til forsøk ved å gjennomføre fem forsøk med eksakt samme oppsett. For steiner plastret med helning på  $63^\circ$  på damskråningen ble det funnet et relativt standardavvik på 12,6 %, og for rauset stein var det et relativt standardavvik på 14,7 %. Det viste seg vanskelig å gjenskape prototypforsøk i modell, da det var en stor styrkeutvikling av forsøkene gjennomført i laboratoriet. Modelltestene overestimerte bruddvannføringen med 24 – 51 %. Brudd i selve skråningsvernet ble kun observert for dumpet (rauset) sikring. Resterende brudd forekom i randsonene på dammen – enten i kronevernet eller i damtåen.

## **Bajracharya**

Bajracharya (2013) gjennomførte modellforsøk i laboratoriet for å gjenskape Kulekhani dam i Nepal. Det er brukt rauset sikring på dammen i Nepal. Det ble gjennomført forsøk, med steinstørrelser fra 26 – 41 mm. Det ble laget plastret tilfeldig med store og små steiner og rauset skråningsvern. For å kvantifisere innlåsingsvinkel ble det gjennomført et innlåsingsforsøk i kasse. Ved en helning av plastringsstein på  $63^\circ$  ble det oppnådd en innlåsingsvinkel for dekket på  $83^\circ$ .

## 2.4.2 Plastrede erosjonsdekker

For å kvantifisere om plastringsferdigheter utviklet seg over tid, ble det i oppgaven om erosjonssikring til Falkenberg (2013) telt antall stein benyttet i et plastret dekke. Alle steinene brukt i forsøket ble målt med skyvelære, og utvalget er svært ensgradert. I henhold til forholdet mellom største og minste akse,  $a/c < 3$ , var 98 % innenfor dette kravet. Kornfordelingskurve er vist i Figur 2.7.



**Figur 2.7: Steinmateriale fra modellforsøk av plastring i elvebunn (Falkenberg, 2013)**

Det ble gjennomført totalt 16 forsøk, der antall steiner i plastringen lå mellom 599 – 611. Det var en svak økning i antall steiner i perioden. Det ble trukket en konklusjon på at plastringen ble mer kompakt, som et resultat av økt erfaring hos utføreren (Falkenberg, 2013).



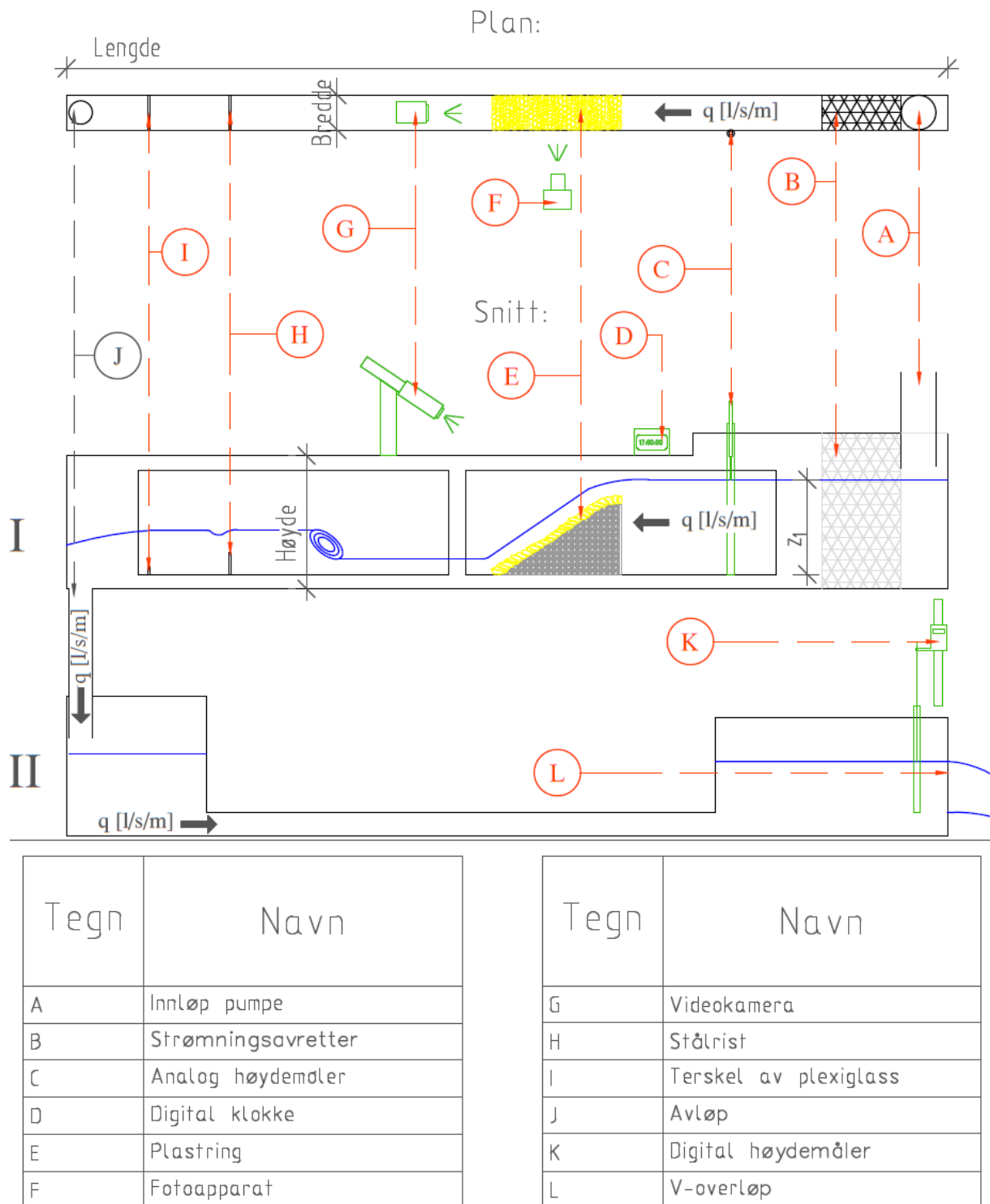
### 3 Metode

---

Den vitenskapelige metode har karakterisert naturvitenskapen siden 1600 tallet og kan beskrives som «*en metode eller prosedyre som består i systematisk observasjon, måling og eksperimentering og deretter formulering, testing og modifisering av hypoteser*». (Oxford English Dictionary, 2014). En viktig modifisering av den vitenskapelige metode ble fremmet på 1930 tallet av Ludwig Fleck. Han mente at all data fra vitenskapelige forsøk måtte dokumenteres og fremvises offentlig for å underbygge resultater, samt for å hjelpe andre med å replisere eventuelle forsøk (Fleck, 1935).

For å vurdere problemstillingen i denne oppgaven er det gjennomført empiriske studier basert på forsøk gjennomført i Vassdragslaboratoriet på NTNU. Det er utført et utvalg forsøk med omfattende informasjonsinnhenting og etterbehandling. For hvert forsøk er det utviklet forskjellige oppsett for å undersøke gjennomstrømming, overtopping og en kombinasjon av disse. Valg og avgjørelser må til enhver tid gjøres. I dette kapittelet vil det bli presentert og gitt begrunnelser for hvordan utvelgelse, oppsett, fremgangsmåter, forandringer, registreringer og dokumentering har foregått.

### 3.1 Forsøksrennen



**Figur 3.1: Skisse av modell**

En skisse av modellen er gjengitt i Figur 3.1. Modellen er bygget opp av del I og II. I del I bygges de aktuelle forsøksdammene, mens del II er avløp for modellen. Vannet renner fra høyre til venstre i del I, og deretter ned til del II. I del II renner det fra venstre mot høyre og ut av v-overløpet. Rennens dimensjoner er gjengitt i Tabell 3.1.



**Tabell 3.1: Dimensjoner av forsøksrenna**

Parameter	Størrelse	Enhet
Bredde	150	mm
Lengde	3800	mm
Høyde	465	mm
Bunnhelning	0	-
Maksimal enhetsvannføring	160	l/s/m

Vanntilførselen til modellen reguleres med en pumpe som er tilkoblet en frekvensomformer. Direkte fra pumpen er det ikke mulig å regulere forskjellige vannføringer, den kan kun skrues av og på. Frekvensomformerer gjør det mulig å regulere pumpen i mindre inkremerter. I avsnitt 3.3 er det ytterligere informasjon om vannføringsmålingene.

Del I er bygget opp av en kasse i stål med innmonterte glassplater i siden. Det er satt inn strømningsavrettere som består av en sone med gammelt metallspøn og en sone med PVC netting. Innledningsvis ble det gjennomført en god del prøveforsøk for å finne den beste plasseringen av forsøksdammene. Det ble tidlig observert at ved høye vannføringer ble det utviklet store vibrasjoner i rennen. Vannføring nærme strømningsavretterne ga høyere grad av ustabil strømning over dammen. Beste plassering i forhold til disse faktorene viste seg å være i området der dammen er skissert i Figur 3.1. For å minske vibrasjonene ble det plassert en 20 mm høy terskel i plexiglass 200 mm oppstrøms avløpet. Denne dannet et vannstandsprang som gjorde at det ikke ble overkritisk strømning i avløpet ved 90 graders benden. Energien i vannet ble dermed minnet, og rystelsene dempet.

Et viktig moment i oppsettet av modellen var en 100 mm høy rist som også ble plassert nedstrøms dammen, merket som «H» i Figur 3.1. Den ble montert inn som et virkemiddel for å observere når steiner ble revet av dammen. Steinene festet seg i risten, og det ble lettere å observere når erosjon eller brudd oppstod.

Del II er avløpet av modellen. Den er bygd opp av to kar med et avløpsrør i mellom. I karet til høyre er v-overløpet i modellen, der vannføringsmålingene ble tatt. Oversikt over oppsett av v-overløpet er i Vedlegg B.

## 3.2 Måleinstrumenter

I oppgaven ble det kun benyttet manuelle måleinstrumenter, da det var det som var tilgjengelig. Måleinstrumentene benyttet til forsøkene er gjengitt i Tabell 3.2.

**Tabell 3.2: Måleinstrumenter**

Måling	Måleinstrument	Måleusikkerhet
Spenning og frekvens	Danfoss VLT Aqua Drive FC 202	-
Oppstrøms magasin vannstand	Rickly Type-C	0,1 mm
Oppstrøms magasin vannstand etter brudd	Pinne	3 mm
Vannstand ved v-overløp	Mitutoyo Absolute digimatic heightgag	0,01 mm
Akser (plastringsstein)	Tengtool Digital Caliper 0 – 150 mm	0,5 mm
Vekt (plastringsstein)	Scaltec SBA 52	0,01 g
Vekt (plastringsdekke)	Ohaus Ranger 3000	1,0 g
Porøsitetmålinger plastringsdekke	Millilitermål	10 ml

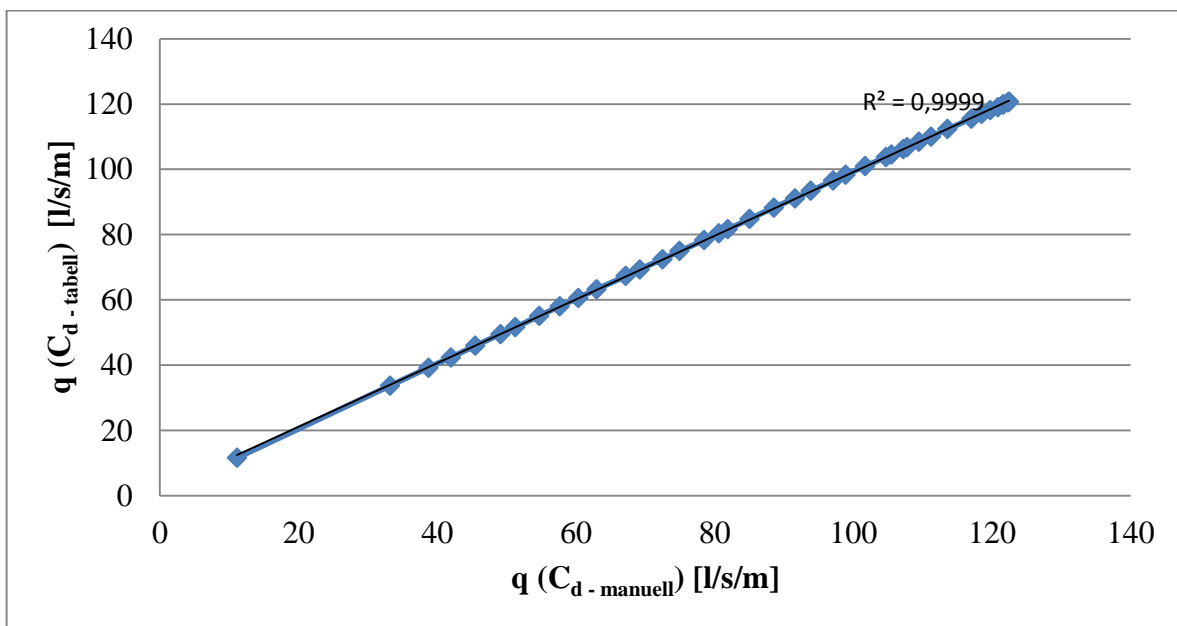
For å registrere maksimal magasin vannstand oppstrøms dammene var det montert opp en tynn pinne i magasinet. Ved den maksimale vannstanden oppstod det et merke på pinnen som ble registrert.

For å være sikker på at vannstanden var stabil i nedstrøms magasin ved v-overløpet ble det foretatt tre avlesninger før hver økning. Disse verdiene ble midlet, for å få nøyaktige målinger av enhetsvannføringen i de gitte tidspunktene. I oppstrøms magasin varierte vannstanden lite, og det var dermed tilstrekkelig å gjennomføre en avlesning på vannstandsmåleren for å finne oppstrøms magasin vannstand,  $z_1$ .

## 3.3 Vannføringsmålinger

Det ble benyttet en pumpe med kapasitet på  $Q = 18,0$  l/s, som dermed ga en enhetsvannføring på 120 l/s/m i modellen. Vannet ble pumpet fra et magasin under gulvplan. Modellen var koblet opp mot en frekvensomformer, som spesifisert i Tabell 3.2. Frekvensomformerens varierte pumpens turtall ved proporsjonalt å variere tilført spenning og frekvens, og dermed ga presis styring over tilført vann til modellen.

Tidlig i semesteret ble det gjennomført en vannføringsmåling i modellen der en gitt frekvens på frekvensomformereren ga en stabil vannføring ut av v – overløpet skissert i Figur 3.1. Verdiene for enhetsvannføring ble regnet ut på to forskjellige metoder, ved hjelp av Kindsvater-Shen formelen og med tabulerte verdier gitt i tillegg E (International standard, 2008). I følge standarden var plasseringen av v – overløpet plassert 300 mm for lavt til å bruke de tabulerte verdiene, og dermed ikke i henhold til krav. Verdier for enhetsvannføring ble allikevel beregnet med begge metodene, og som Figur 3.2 viser er det god korrelasjon mellom begge. Ettersom det er stor grad av samsvar mellom verdiene i Figur 3.2 ble det besluttet å benytte de tabulerte verdiene. Data over utregnede enhetsvannføringer for de to metodene er lagt med i Vedlegg B.



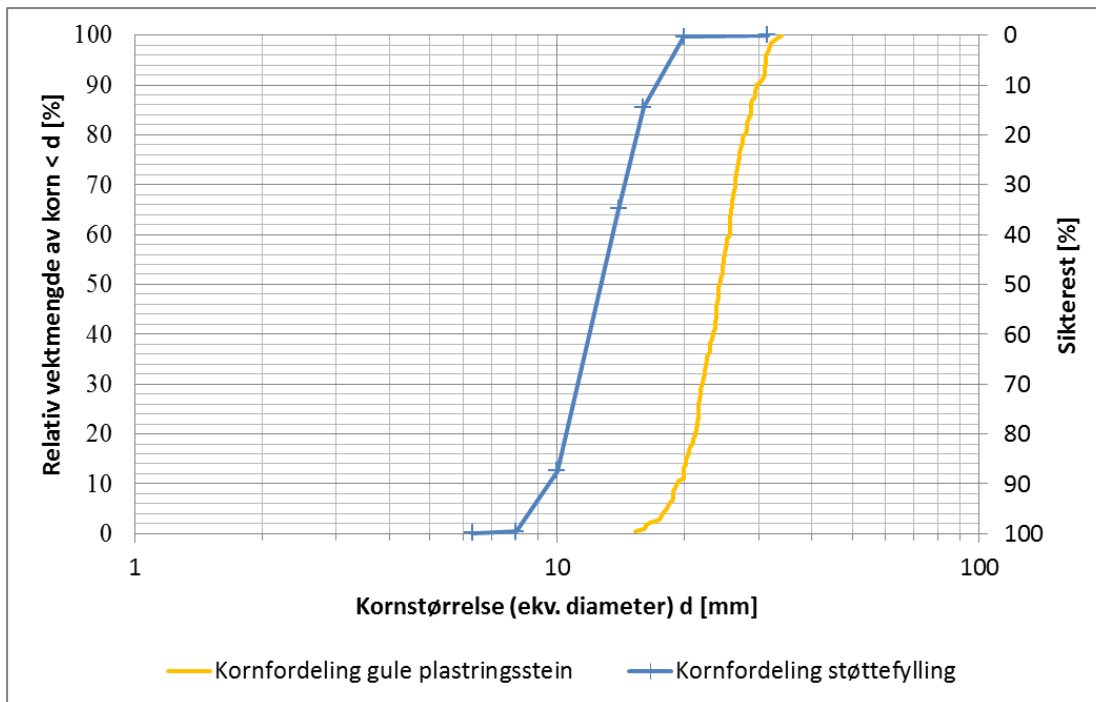
**Figur 3.2: Enhetsvannføring plottet mot hverandre. Verdier fra Kindsvater-Shen mot tabulerte verdier. God korrelasjon**

Det ble utarbeidet grafer som skisserte frekvens mot enhetsvannføring, se Vedlegg B. De skulle være et hjelpemiddel for å få presise og raske målinger. Underveis i semesteret oppstod det problemer, da vannføringen til modellen ble koblet ned i forbindelse med brannsikkerhet samt at hovedkortet på frekvensomformereren ble ødelagt etter at målingene var gjennomført. Dette gjorde at pumpen ikke ga konsekvente vannføringer, og dermed store avvik i målingene. Av hensyn til dette ble det gjennomført separate vannføringsmålinger for alle delintervallene i alle forsøkene.

I siste forsøksserie, se avsnitt 0 nedenfor, ble det installert to ekstra pumper. Dette ble gjort da vannføringen fra hovedpumpen ikke var tilstrekkelig for å oppnå brudd. Økningen i enhetsvannføring ble i underkant av 40 l/s/m. Det gjorde at rennen nådde sin maksimale kapasitet med en enhetsvannføring,  $q = 157$  l/s/m.

### 3.4 Forsøksmaterialer

I forsøkene gjennomført i denne masteroppgaven ble det benyttet samme materialer som forsøkene gjennomført i 2012 og 2013. Det ble gjennomført en siktetest av støttefyllingen ettersom dette ikke var gjort tidligere. Et stort antall av de samme plastringssteinene ble kontrollmålt for å etterprøve tidligere målinger. Figur 3.3 viser kornfordelingskurvene for støttefylling og gule plastringsstein brukt i oppgaven.



**Figur 3.3: Kornfordeling støttefylling og gule plastringsstein**

Det ble benyttet samme materiale for støttefyllingen og i overgangen fra støttefylling til skråningsvern. For å utarbeide en nøyaktig kornfordelingskurve ble 50 kilo grus siktet på kvadratiske sikter i en Haver EML siktemaskin, avbildet på Figur 3.4. På bakgrunn av Håndbok 014 – Laboratorieundersøkelser ble det utarbeidet kornfordelingskurve for støttefyllingen (Statens vegvesen, 2005).



**Figur 3.4: Haver EML siktemaskin**

Etter "Veileder for fyllingsdammer" (NVE, 2012) stilles det ett krav til overgangen mellom støttefylling og skråningsvern, og dette er krav I i Tabell 3.3. Størrelsen ( $d$ ) er på stein i det innenforliggende sjiktet som kan fylle de største hulrommene mellom steinene i yttersjiktet (D). Fraksjonene i støttefyllingen benyttet i denne masteroppgaven befinner seg innenfor 8 – 20 mm, og 96 % av materialet i filteret faller innenfor krav I, som sett i Tabell 3.3. Minste kornstørrelse i støttefyllingen skulle vært større enn 9 mm om kravet skulle vært helt innfridd. Da primærfokuset i denne oppgaven var rettet mot skråningsvernet, og avviket var så lite, ble denne støttefyllingen benyttet.

**Tabell 3.3: Filterkriterier overgang støttefylling til skråningsvern**

Krav	Filterkriterie	Andel innenfor krav
I)	$d_{\min} > D_{\max}/4$ (NVE, 2012)	96 %

## Plastringsstein

I 2012 ble det gjennomført oppmåling av tre fraksjoner med plastringsstein, og de ble merket med forskjellig farge (Amundsen, 2012).



**Figur 3.5: Plastringsstein i forskjellige størrelser til skråningsvern og støttefylling.**

I denne oppgaven er det kun benyttet den gule fraksjonen, sett i figur Figur 3.5. Disse ble valgt på bakgrunn av rennens kapasitet, og resultater av enhetsvannføring ved brudd fra tidligere masteroppgaver nevnt i avsnitt 2.4.1. Det var tilgjengelig to 20 liters bøtter med i overkant 2000 gule stein. Av disse ble 250 stein tilfeldig valgt ut, og a, b og c aksene målt. Steinene ble nummerert, for å etterprøve resultater. 200 av de 250 ble igjen tilfeldig valgt ut for å måle vekt og volum, for å regne ut massetetthet. På bakgrunn av målte verdier ble Tabell 3.4 utarbeidet.

**Tabell 3.4: Størrelse og vekt på utvalgte plastringsstein.**

	a [mm]	b [mm]	c [mm]	W [g]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]
N [Antall]	250	250	250	200	200
$\mu = E(X)$	42,4	24,7	17,0	22,3	2682
$\sigma$	6,8	4,2	3,0	4,3	197
Minimum	25,2	15,3	9,9	10,8	1840
Maksimum	59,9	39,0	28,3	41,3	3035

Kornfordelingskurven til plastringssteinene i Figur 3.3 er utarbeidet på bakgrunn av b-aksen til steinene. Ifølge avsnitt 2.1 regnes dette som den mest presise metoden for å utarbeide kornfordelingskurve. Tabell 3.5 viser at dette resulterer i en annen  $d_{50}$ , enn tidligere gjennomførte masteroppgaver – selv ved bruk av samme steiner.

**Tabell 3.5: Samme fraksjon med gul plastringsstein benyttet i alle masteroppgavene. Forskjellig y-akse resulterer i forskjellig  $d_{50}$** 

Student og år	x – akse	y – akse	$d_{50}$
Amundsen 2012	Kornstørrelse [mm]	% av antall steiner	26
Langaker 2013	$d = \sqrt[3]{a \cdot b \cdot c}$	Relativ vektmengde av korn	27
Røer 2014	b	Relativ vektmengde av korn	25

Ved å benytte steiner med relativt lik størrelse og form oppnår man et sterkt skråningsvern. Dette resulterer i en tett plastring, og god innlåsingskraft mellom steinene. I henhold til masteroppgaven skrevet av Amundsen i 2012 ble grense i)-iv) i Tabell 3.6 fulgt da steinene ble valgt ut. Det er henvist til NVEs «Retningslinjer for fyllingsdammer» (NVE, 2007), men i de retningslinjene finnes ikke kravene. I kapittel 5.5 – feilkilder nevner Amundsen at de første steinene ble valgt ut med skyvelære, mens det etter økt erfaring ble gått over til øyemål (Amundsen, 2012). Tabell 3.6 viser at en stor del av steinene ikke faller innenfor kravene, spesielt i krav ii), iii) og iv). Dette er også tydelig ved visuell inspeksjon da det er stor variasjon i form, størrelse og vekt.

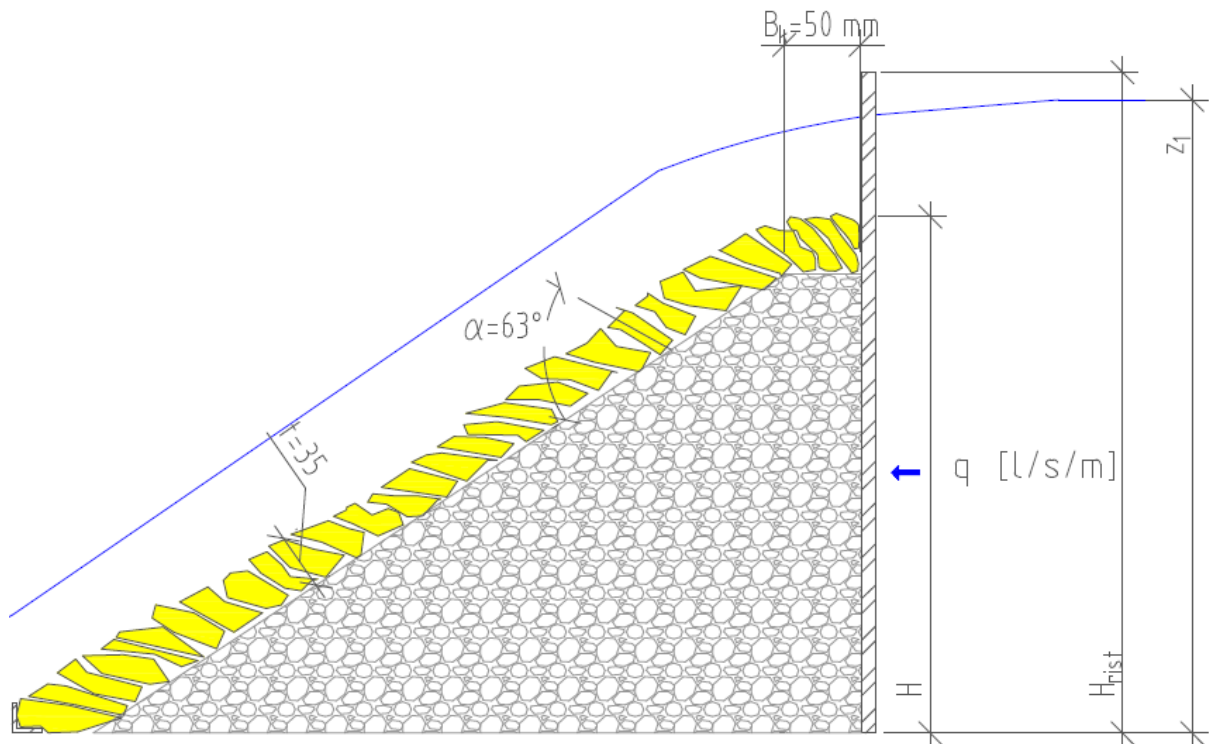
**Tabell 3.6: Veiledende grenser for aksene a, b og c**

Grense	Type	Formfaktor	Kilde	Andel godkjent
i)	Anbefaling, opprinnelig kilde ukjent	$a > b > c$	(Amundsen, 2012)	98 %
ii)	Anbefaling, opprinnelig kilde ukjent	$\frac{1}{3} < \frac{b}{a} < \frac{2}{3}$	(Amundsen, 2012)	73 %
iii)	Krav	$\frac{a}{c} < 3$	(Amundsen, 2012), (Norsk Standard, 2013) & (Jenssen & Tesaker, 2009)	73 %
iv)	Anbefaling, opprinnelig kilde ukjent	$\frac{b}{c} < \frac{3}{2}$	(Amundsen, 2012)	56 %



### 3.5 Forsøksplan

Det ble gjennomført forsøk med fokus på god datainnhenting og etterbehandling. Forsøkene ble delt i tre serier, og grunnoppsettet av alle dammene kan sees i Figur 3.6. Alle seriene inneholdt forsøk med gjennomstrømming, overtopping og en kombinasjon av begge strømningsforholdene.



**Figur 3.6: Grunnoppsett forsøksdammer**

I Tabell 3.7 er det gjengitt en oversikt over de faste parametrene for alle forsøksdammene. Helningen på plastringssteinene var en av parameterene som var konstant under alle forsøkene i denne oppgaven, og den ble valgt på bakgrunn av erfaringer omtalt i masteroppgaven til Langaker (2012). Under fullskalaforsøkene som ble gjennomført i sammenheng med oppgaven var det vanskelig for gravemaskinføreren å legge steiner med større helning enn 70°. Steiner lagt med 63° helning var raskere og lettere å legge (Langaker, 2013).

Alle forsøk i denne oppgaven ble plastret av samme person. Ved hvert forsøk ble det registrert hvor lang tid det ble benyttet på plastring og om det eventuelt var løse steiner i skråningsvernet. Etter forsøkene ble antall steiner telt opp. Damtåen var låst mot utglidning med et vinkeljern som var laget av en rist med lysåpning på fem millimeter, som var bøyd 90 grader.

**Tabell 3.7: Faste parametere for alle forsøksdammer**

Symbol	Parameter	Størrelse	Enhet
B	Dambredde	150	mm
B <sub>k</sub>	Utbredelse kronevern	50	mm
S	Skråningshelning	1:1,5	-
S	Skråningshelning	66,7	%
d <sub>50</sub>	Midlere steinstørrelse	25	mm
t	Tykkelse skråningsvern	35	mm

**Forsøksserie 1 – gjenskapelse av tidligere utførte masterforsøk ved NTNU**

I 2012 og 2013 ble det skrevet tre masteroppgaver om plastring av nedstrøms skråning av fyllingsdammer. Det ble gjennomført rundt 100 forsøk i C-renna i Vassdragslaboratoriet ved NTNU. For å undersøke repeterbarheten av resultatene i en smalere renne er det forsøkt å gjenskape et utvalg forsøk fra to av masteroppgavene. De to oppgavene er valgt da forsøksoppsettet er tilnærmet likt som denne oppgaven. Tabell 3.8 viser utvalgte forsøk som ble forsøkt gjenskapet.

**Tabell 3.8: Utvalgte forsøk til gjenskapning (Amundsen, 2012) (Langaker, 2013)**

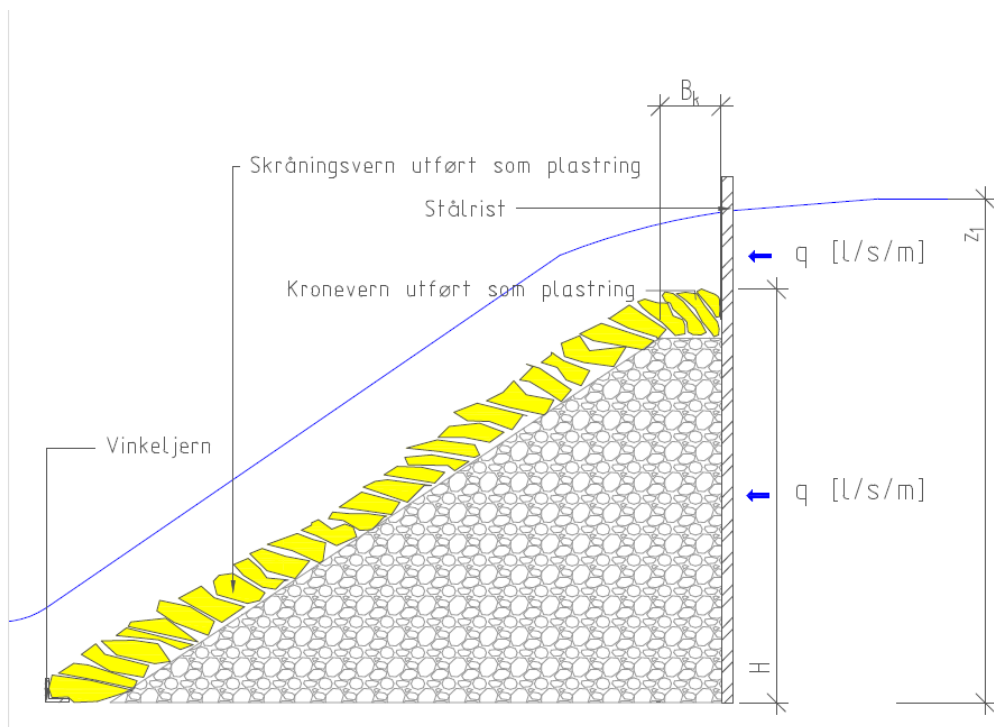
Forsøk		3.13	3.14	3.17	1.10
Dato		04.04.2012	04.04.2012	04.04.2012	11.03.13
Utført av		JMA	JMA	JMA	OKL
Damhøyde	H [mm]	300	300	300	135
Utbredelse kronevern	B <sub>k</sub> [mm]	0	0	0	50
Skråningshelning	S	1:1,5	1:1,5	1:1,5	1:1,5
Helning stein		90°	90°	Dumpet	63°
Midlere steinstørrelse	d <sub>50</sub> [mm]	31	31	26	27
Gjennomstrømning		Ja	Ja	Ja	Ja
Overtopping		Ja	Ja	Ja	Ja
Fastlåsing av damtå		Ja	Ja	Ja	Ja
Vannstand oppstrøms magasin	[mm]	660	IM	IM	320
Enhetsvannføring første steins bevegelse	q <sub>init</sub> [l/s/m]	IM	IM	IM	76,7
Kritisk enhetsvannføring	q <sub>c</sub> [l/s/m]	31,8	12,6	11,1	86,2

IM - Ikke målt

I forsøkene gjennomført i 2012 viste det seg vanskelig å tolke mange av resultatene på grunn av friksjonseffektene mot bunnen av forsøkskanalen (Amundsen, 2012). I de siste forsøkene ble det dermed installert et vinkeljern for å låse damtåen. Ved å gjøre dette ble effekten av fundamentering av damkroppen eliminert. Forsøk som er gjenskapt i denne oppgaven tar dermed utgangspunkt i tidligere forsøk utført med vinkeljern. Det ble gjennomført forsøk der skråningsvernet blir plastret, men også med dumpet, heretter omtalt rauset, sikring. Tilnærmet samme oppsett ble brukt, men antagelser og modifikasjoner var nødvendig, da tilstrekkelige data fra oppgaven ikke forelå.

Det var en plan om å gjenta et utvalg av forsøkene gjennomført i 2013. Dette ble ikke gjennomført da data i oppgaven viste seg upresist. Det ble dermed bare gjenskapt et forsøk fra denne oppgaven, da det var vanskelig å tolke data og resultater.

I forsøksserie 1 har kronevernet samme helning som steinene i skråningsvernet. Figur 3.7 viser oppsett av de plastrede dammene i forsøksserie 1. Forsøk med rauset stein, har samme oppsett, men steinene plasseres fritt utover.



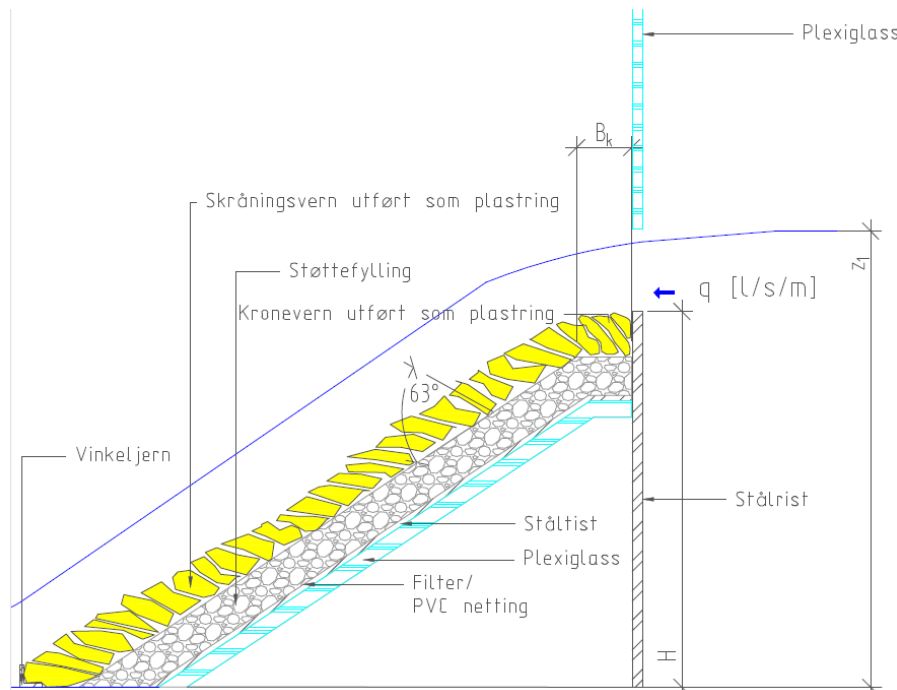
**Figur 3.7: Damoppsett for gjennomstrømningsforsøk. Fra forsøksserie 1**

## Forsøksserie 2

For å undersøke muligheter og begrensninger i den aktuelle rennen fungerte forssøksserie 2 som «innledende» for forsøksserie 3. Erfaring fra forsøksserie 1 gjorde at høyden ble justert fra 300 mm til 200 mm for alle dammene. Dette ble gjort ettersom det var vanskelig å oppnå brudd på grunn av kapasitetsgrensen til rennen var nådd. Stålrusten oppstrøms hadde fremdeles en høyde på 300 mm. Dette resulterte i noe større luftinnblanding i vannet, men kun marginale mengder.

For å undersøke både gjennomstrømning og overtopping ble det installert føringskinner i siden av modellen. I disse skinnene var det mulig å putte inn en stålrister og plexiglassplate. Stålrusten ble benyttet i alle forsøk, mens plexiglasset ble installert for å oppnå overtoppende strømning. For å unngå at støttefyllingen falt igjennom stålrusten, og for å senke gradienten gjennom plastringlaget ved gjennomstrømningsforsøk ble det benyttet forskjellige typer filter/netting. I første forsøk i forsøksserie 2 ble det benyttet et filter med permeabilitet på 0,09 m/s (Tiptex, 2014). I resterende forsøk (2\_2 - 3\_4) ble det benyttet et PVC nett med lysåpning på 1 mm.

I Figur 3.8 er et oppsett av et overtoppingsforsøk skissert, der plexiglassplaten er installert og stopper vannstrømning gjennom dammen. Ved gjennomstrømningsforsøk ble den nedre plexiglassplaten fjernet, mens den øvre ble skjøvet ned. For å se på virkning av forskjellig hydraulisk gradient gjennom dammene ble det også puttet inn ekstra støttefylling i tomrommet mellom stålrustene, i et utvalg av forsøkene. Dette er spesifisert i Vedlegg A.



**Figur 3.8: Damoppsett for overtoppingsforsøk. Fra forsøksserie 2**

### Forsøksserie 3

For å motvirke erosjon av enkeltstein i bakerste rad i kronevernet, ble hele kronevernet låst med netting. Nettingen hadde lysåpning på 10 mm, og la seg godt ned og inn mot steinene. Nettingen hadde dermed trolig liten innvirkning på strømningsforholdene over kronen. I Figur 3.9 ser man nettingen installert.



Figur 3.9: Gjennomstrømning og overtopping. Fastlåst kronevern, fra forsøksserie 3

### 3.6 Bygging av forsøksdammer

Støttefyllingen i dammen ble forsiktig komprimert med håndmakt. Det er fulgt tre tommelfingerregler som er beskrevet i "Veileder for fyllingsdammer" (NVE, 2012).

- **Innbyrdes innlåsing og kontakt.** Plastringssteinene skal ligge stabilt, og med god innbyrdes kontakt (innlåsing fra alle kanter).
- **Helning.** Lengdeaksen (a-aksen) må plasseres slik at den får fall inn mot damkroppen.
- **Forband.** Plastringssteinene skal plasseres slik at det ikke oppstår synlige vertikale og horisontale sprekkesett i plastringen.

I tillegg til disse punktene, er det i denne oppgaven etter beste evne lagt vekt på to momenter ekstra. Disse momentene ble nevnt under befaring på Svartevassdammen av personen som la plastringen der (Hjelmeland, 2013):

- Plassere den tyngste delen av steinen inn mot dammen
- Ha en jevn overflate på skråningsvernet, uten utstikkende stein

Å plassere den tyngste delen av plastringssteinene inn i dammen, gjelder ikke for den nederste raden ved damtåen. Når tåsteinene er låst i dette området, er det mest hensiktsmessig å legge kileformede steiner med den største og tyngste siden ut for å danne riktig helning på etterkommende plastringsstein. Nederste rad plastringsstein legges også før støttefylling for å få best resultat, slik som vist i Figur 3.10.

Riktig helning ble justert ved at steiner med kort a-akse ble understøttet med mer støttefylling, mens steiner med lang a-akse ble presset inn i støttefyllingen. Støttefyllingen ble gradvis bygget samtidig som plastringen ble utlagt. Byggemetoden skisseres i Figur 3.10, Figur 3.11 og Figur 3.12. Ved å gjøre det på denne måten ble det en jevn overflate på skråningsvernet, uten utstikkende enkeltstein.

I Figur 3.12 er forband skissert ved å tegne vertikale linjer med rødt, og horisontale med blått. Hver loddrette og vannrette fuge mellom plastringssteinene forskyves i forhold til steinene rundt. Dette binder skråningsvernet godt sammen, og det dannes færre klare bruddlinjer eller svakhetssoner i dekket.

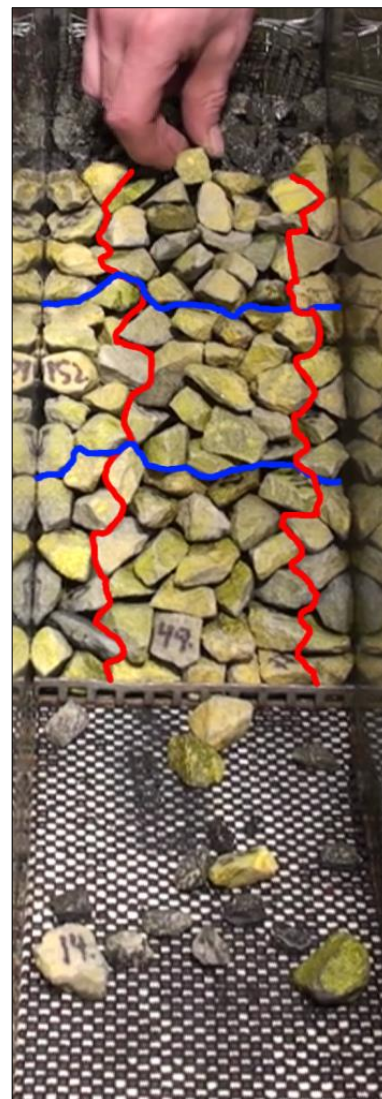




**Figur 3.10: Tåstein legges før støttefylling**



**Figur 3.11: Støttefylling økes gradvis med plastring**



**Figur 3.12: Forband sørger for oppbrytning av vertikale og horisontale sprekkesett**

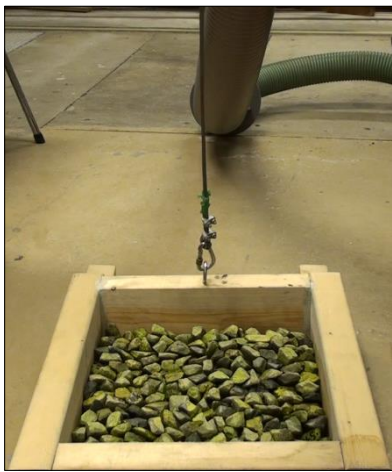
### 3.7 Kvantifisere innlåsingsvinkel

Innlåsingsvinkelen er i denne oppgaven definert som den bratteste vinkelen et erosjonsdekke kan være stasjonær uten å skli på underlaget, eller at steiner løsner. For å undersøke bidraget fra den innbyrdes innlåsingen og kontakten, samt effekten av forband i plastringlaget ble det utført friksjonsforsøk gjennom hele forsøksperioden. Et forsøk ble gjennomført tidlig, ett underveis og ett sent i prosessen med laboratorieforsøkene. Det ble også gjennomført to forsøk med rauset skråningsvern, for å undersøke korrelasjon mot tidligere gjennomførte forsøk.

Forsøkene ble gjennomført i en tett trekasse med innvendige mål på 302x343 mm. Bunnplaten var laget av en glatt finérplate. Før den rausete sikringen eller plastringen ble lagt,

ble kassen plassert med en helning som tilsvarte  $S = 1:1,5$ , og den ble dermed plastret på samme måte som forsøksdammene. Det ble benyttet et 20 mm lag støttefylling under plastringen. Øverste rad ble plassert med et mellomrom på et par millimeter til øvre vegg for å unngå innlåsing av plastringsdekket.

Etter at boksen var ferdig plastret, ble den plassert ved et stativ med vinsj og nedre del av kassen ble skrudd fast til et hengsel. Vinsjen var manuell, og man kan se kabelen fra denne i Figur 3.13. Hver omdreining på vinsjen tilsvarte omtrent  $1^\circ$ . Figur 3.13 viser plastring før forsøk, Figur 3.14 viser plastringsdekket utsatt for helning tilsvarende  $S = 1:1,5$ . Brudd er definert som senkning og deformasjon av dekke. Det har skjedd i Figur 3.15. Der er nedre del av plastringsdekket presset ut, mens det er setninger i toppen av dekket.



**Figur 3.13: Før forsøk**



**Figur 3.14: Plastring utsatt for økende helning**



**Figur 3.15: Plastring sklir på finérplaten, og buler ut i nedre del**

### 3.8 Dokumentering av forsøk og registrering av data

For å holde oversikt over store mengder håndskrevet data, ble det utarbeidet omfattende forsøkslogger, eller maler. Et eksempel på en mal kan finnes i Vedlegg D. Disse malene var nødvendig for å dokumentere all informasjon. All registrering under forsøk, bortsett fra filming med videokamera, ble foretatt manuelt. Dette ga god kontroll over forsøkene, men på en annen side er det en stor arbeidsmengde å behandle de manuelle dataene i ettertid. Tabell 3.9 gir oversikt over utstyr brukt til registreringene.



**Tabell 3.9: Utstyr brukt til registreringer under forsøk**

Type	Instrument	Manuelt/automatisk
Videokamera	Sony HDR-SR11 10.2-MP	Automatisk
Fotoapparat	Canon EOS 500D	Manuelt
Oppstrøms magasin vannstand	Rickly Type-C	Manuelt
Oppstrøms magasin vannstand etter brudd	Pinne	Manuelt
Vannstand ved v-overløp	Mitutoyo Absolute digimatic heightgauge	Manuelt

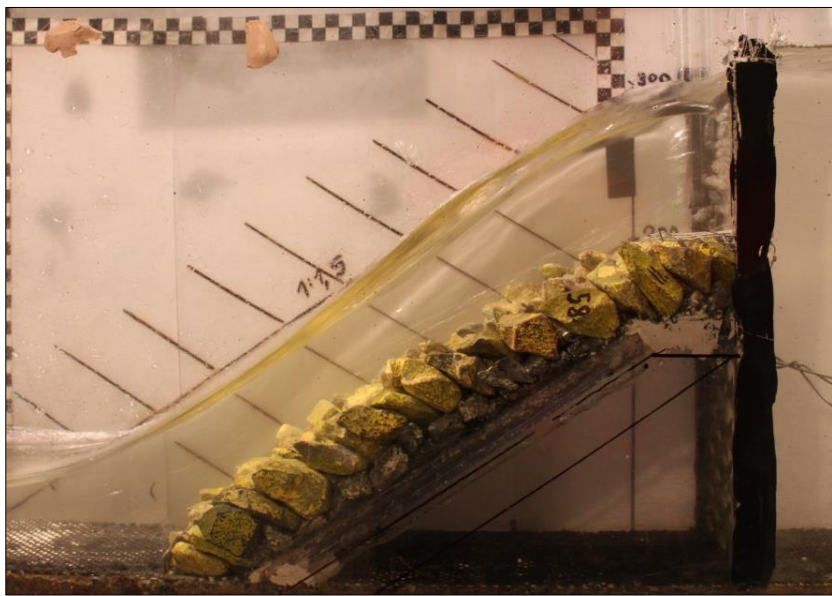
Under forsøkene i serie én og to var det ett videokamera tilgjengelig. Dette ble plassert slik at det filmet normalt på hele skråningsvernet. Av Figur 3.16 er det tatt skjerm bilde fra dette videokameraet, og som man ser gjør vannoverflaten det vanskelig å dokumentere direkte årsaker til brudd. I serie tre var det et ekstra videokamera i tillegg. Dette ble plassert litt foran og ved siden av modellen for å dokumentere nøyaktigere hvilke årsaker som resulterte i brudd, og hvilken bruddsituasjon som oppstod. Figur 3.17 viser at hele skråningsvernet blir synlig fra denne vinkelen. Et fotoapparat var under alle forsøkene plassert ved siden av modellen. Det ble tatt bilder hver gang stabil vannføring var oppnådd, og et bilde er lagt i Figur 3.18. Bildene var nødvendig for å se på forskyvninger og forandringer i dammen. Bildeseriene fra forsøkene er en god måte å få oversikt over hva som har skjedd i forsøket, på kort tid. Når man ser bildene i serie etter hverandre, er det et godt hjelpemiddel for å se forandringer fra hver stabile vannføring. Det kan brukes til å tolke hva som har initiert bruddet.



**Figur 3.16: Videokamera filmer normalt på skråningsvernet. Vanskelig å dokumentere bruddårsak**



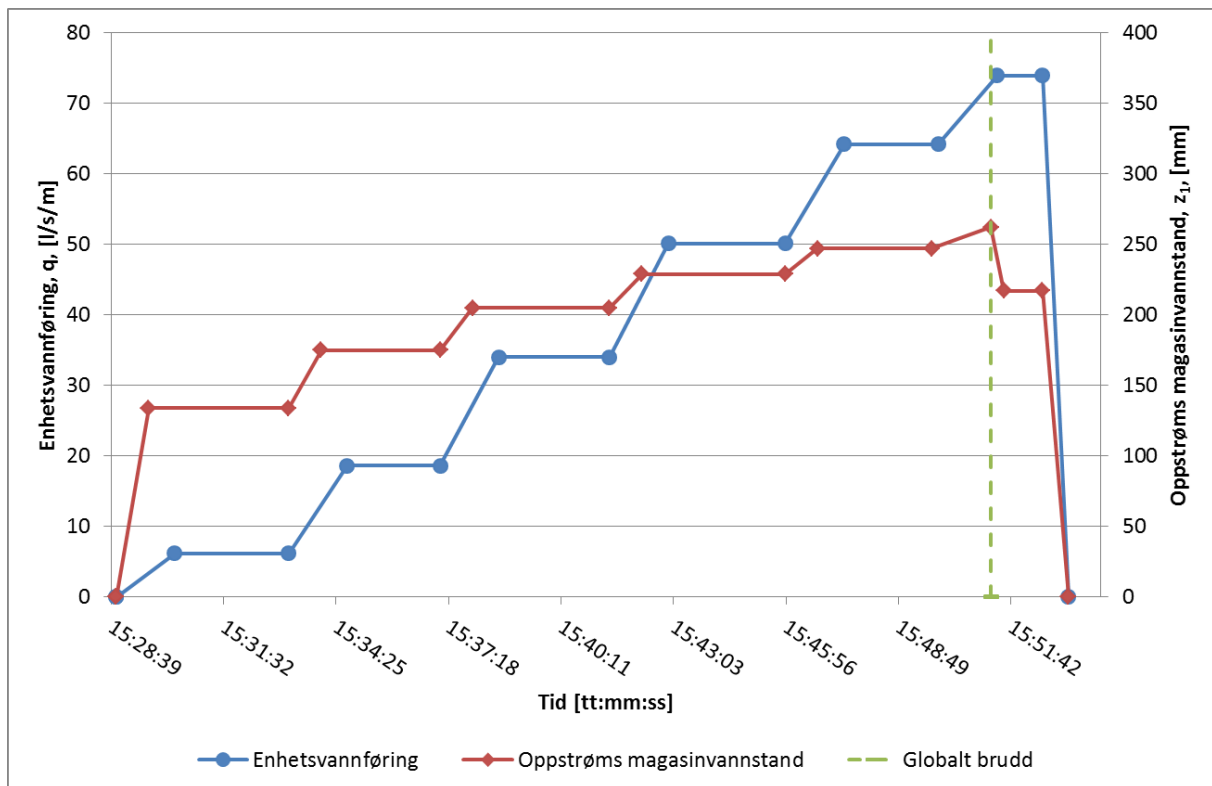
**Figur 3.17: Videokamera filmer fra siden, og plassert med litt vinkling for å filme større del av skråningsvern. Velegnet til å definere bruddårsak k**



**Figur 3.18: Fotoapparat plassert ved siden av forsøksdam. Velegnet til å undersøke forskyvninger av dammen**

På bakgrunn av registrerte data ble det utarbeidet grafer for å kartlegge forløp til forsøkene. Figur 3.19 viser hvordan enhetsvannføringen markert med blått øker etter pådrag. Uavhengig av hvor stor økningen var tok det ett minutt og tretti sekunder før vannføringen var stabil over v-overløpet. Rød graf i samme figur viser stigningen av vannstanden i oppstrøms magasin. Denne brukte 50 sekunder på å bli stabil uavhengig av økning. Etter hver økning ble hver

vannføring holdt konstant i minimum tre minutter. I flere av grafene i Vedlegg A er viktige hendelser markert med stiplet linje. I Figur 3.19 representerer den stiplede grønne linjen globalt brudd.



Figur 3.19: Eksempel på utarbeidet graf fra gjennomføring av et forsøk

### 3.9 Registrering av brudd og bruddvannføring

I forsøk der damkronen ikke var låst, var erosjon eller plukking av enkeltstein i bakerste rad på kronevernet en opptredende hendelse. Dette skjedde som et resultat av at skråningsvernet ble mer kompakt, eller satt seg, etter påvirkning fra vannet. Bakerste rad mistet dermed innspenningen fra den bakenforliggende risten, og lå dermed løst. Dette gjorde skråningsvernet svakere, men er i disse forsøkene ikke tatt hensyn til. Første steins bevegelse er når første stein blir dratt med av det strømmende vannet, såfremt den ikke er plassert i bakerste rad ved risten. Globalt brudd ( $q_c$ ), er definert som tidspunktet der den underliggende støttefyllingen blir eksponert, eller der det inntreffer en endelig senkning/fjerning av damkroppen på grunn av fjerning av én eller flere plastringsstein.

Når strømningsforholdene er under utvikling er det ikke mulig å få eksakt verdi på bruddvannføringen. For å finne en tilnærmet verdi, ble forsøkene kjørt til det var oppnådd stabil vannføring etter brudd. Middelveien av stabil vannføring før og etter brudd er dermed brukt som bruddvannføring i denne oppgaven. Verdien for bruddvannføring er ikke eksakt, men tilstrekkelig nøyaktig for forsøkene.



## 4 Resultater

---

Det er totalt gjennomført 15 forsøk i denne masteroppgaven, som sett i Tabell 4.1. I alle forsøksseriene var det gjennomført gjennomstrømning, overtopping og en kombinasjon. Forsøkene var i seg selv ikke spesielt tidkrevende, men planlegging, oppsett og etterbehandling var omfattende. Det har vært fortløpende endringer og justeringer i løpet av semesteret, for å forbedre oppsettet og å minimere feilkilder. Ytterligere beskrivelse, med bilder og forløp av forsøkene, finnes i Vedlegg A.

**Tabell 4.1: Utførte forsøk vår 2014**

Forsøk	Dato	Damhøyde	H	H <sub>rist</sub>	B	B <sub>k</sub>	Skåningshelling	S	d <sub>50</sub>	C <sub>u</sub>	Helning plastringsstein	Gjennomstrømning	Overtopping	Antall steiner i krongvern	Antall steiner totalt	t	Fastlåsning av damtå	Fastlåsning av damkroner	Tidsbruk på plasting	Oppstod globalt brudd?	Vannstand oppstrøms magasin	Q <sub>limt</sub>	Q <sub>limt</sub>	Enhetsvannføring ved globalt brudd	Q <sub>limaks</sub>
[#]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]	[mm]	[mm]		α			[stk]	[stk]	[mm]			[min]		[mm]	[l/s/m]	[l/s/m]	[l/s/m]	[l/s/m]
1_1	14.03.14	300	300	300	150	50	1:1,5	67	25	1,44	90°	Ja	Ja	IM	200	200	35	Ja	Nei	24	Ja*1	412	91,5	IO	118,1
1_2	19.03.14	300	300	300	150	50	1:1,5	67	25	1,44	Rauset	Ja	Ja	IM	183	183	35	Ja	Nei	5	Ja	283	8,7	8,7	8,7
1_3	20.03.14	300	300	300	150	50	1:1,5	67	25	1,44	Rauset	Ja	Ja	IM	147	147	35	Ja	Nei	4	Ja	298	10,2	10,2	10,2
1_4	21.03.14	300	300	300	150	50	1:1,5	67	25	1,44	63°	Ja	Ja	IM	200	200	35	Ja	Nei	50	Nei	422	90,1	IO	108,2
1_4_1	27.03.14	300	300	300	150	50	1:1,5	67	25	1,44	63°	Ja	Ja	IM	200	200	35	Ja	Nei	IM	Nei	436	118,1	IO	119,1
1_5	27.03.14	135	300	300	150	50	1:1,5	67	25	1,44	63°	Ja	Ja	IM	99	99	35	Ja	Nei	27	Ja	262	50,1	69,1	69,1
1_6	28.03.14	300	300	300	150	50	1:1,5	67	25	1,44	63°	Ja	Ja	IM	203	203	35	Ja	Nei	40	Ja	413	98,9	112,3	112,3
2_1	07.04.14	200	300	300	150	50	1:1,5	67	25	1,44	63°	Ja	Nei	IM	136	136	35	Ja	Nei	47	Ja	198	26,5	26,5	26,5
2_2	07.04.14	200	300	300	150	50	1:1,5	67	25	1,44	63°	Ja	Nei	IM	140	140	35	Ja	Nei	37	Ja	176	26,5	26,5	26,5
2_3	07.04.14	200	300	300	150	50	1:1,5	67	25	1,44	63°	Nei	Ja	IM	146	146	35	Ja	Nei	34	Ja	367	98,9	116,9	116,9
2_4	08.04.14	200	300	300	150	50	1:1,5	67	25	1,44	63°	Ja	Ja	IM	138	138	35	Ja	Nei	37	Ja	307	76,5	80,0	80,0
3_1	10.04.14	200	200	200	150	50	1:1,5	67	25	1,44	63°	Ja	Ja	IM	132	132	35	Ja	Ja	31	Ja	345	124,9	124,9	124,9
3_2	11.04.14	200	200	200	150	50	1:1,5	67	25	1,44	63°	Ja	Ja	IM	139	139	35	Ja	Ja	28	Nei	368	IO	IO	156,7
3_3	11.04.14	200	200	200	150	50	1:1,5	67	25	1,44	63°	Nei	Ja	IM	133	133	35	Ja	Ja	27	Ja*2	370	IO	IO	152,7
3_4	11.04.14	200	200	200	150	50	1:1,5	67	25	1,44	63°	Ja	Nei	IM	134	134	35	Ja	Ja	23	Ja	183	28,3	28,3	28,3

IM - ikke målt

IO - ikke oppnådd

\*1 Ødelagt med hensikt, for å undersøke om brudd kunne forekomme. Ytterligere beskrivelse i Vedlegg A.

\*2 Plukket ut 11 plastringsstein ved Q<sub>limaks</sub> med tang, for å undersøke stabilitet etter at stein var fjernet.

## 4.1 Gjenskapelse av et utvalg tidligere utførte modellforsøk

I dette avsnittet presenteres resultater fra tidligere oppgaver, i kombinasjon med resultater oppnådd dette semesteret. Det settes opp flere tabeller i avsnittet, der alle verdiene er tatt ut fra Tabell 4.2. For utfyllende informasjon om forsøk gjennomført i 2014 refereres det til Vedlegg A.

**Tabell 4.2: Sammenstilling mot tidligere utførte forsøk**

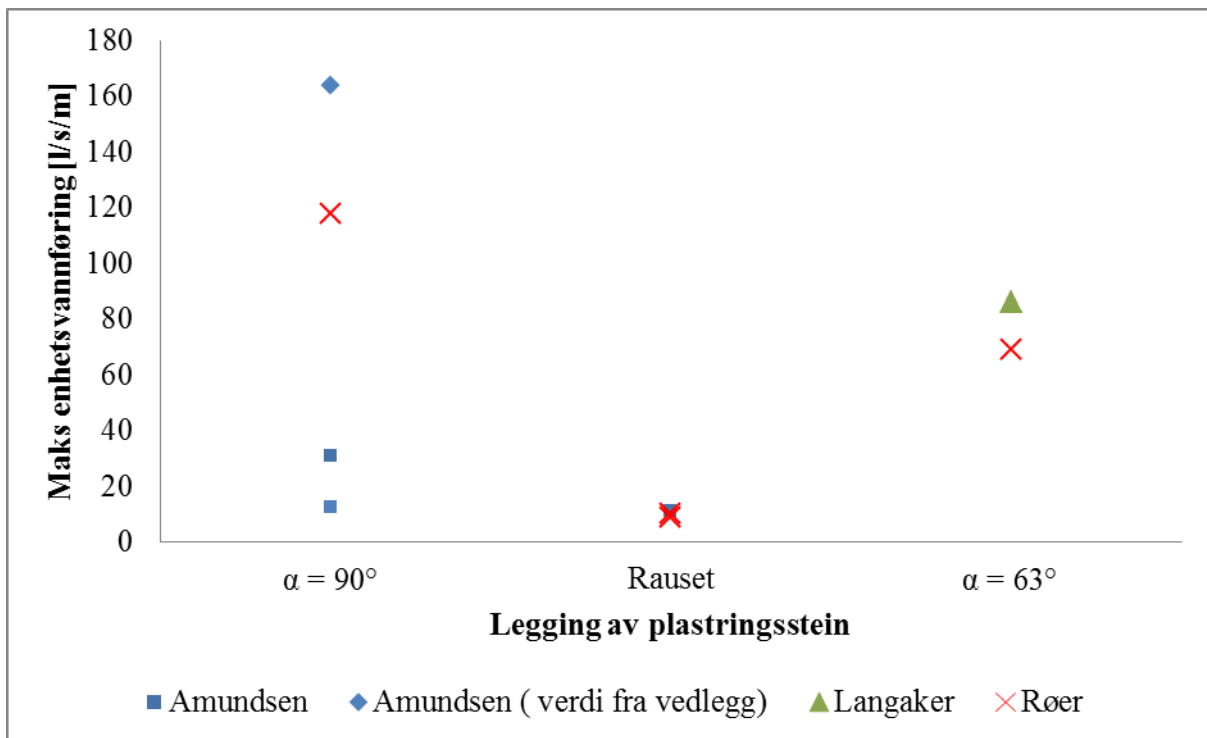
Forsøk	[#]	$\alpha = 90^\circ$				Rauset			$\alpha = 63^\circ$	
		3.13	3.13 vedlegg	3.14	1_1	3.17	1_2	1_3	1.10	1_5
Utført av	[Initialer]	JMA	JMA	JMA	HER	JMA	HER	HER	OKL	HER
Gjennomført	[År]	2012	2012	2012	2014	2012	2014	2014	2013	2014
Bredde	B [mm]	610	610	610	150	610	150	150	610	150
Høyde	H [mm]	300	300	300	300	300	300	300	135	135
Første stein	$q_{\text{init}}$ [l/s/m]	IM	IM	IM	91,5	IM	8,7	10,2	76,7	64,2
Globalt brudd	$q_c$ [l/s/m]	IM	IM	IM	IO	11,1	8,7	10,2	86,2	69,1
Maks enhetsvannf.	$q_{\text{maks}}$ [l/s/m]	31,0	164	12,6	118,0	11,1	8,7	10,2	86,2	69,1
IM - ikke målt										
IO - ikke oppnådd										

Tabell 4.2 er delt inn i tre kategorier, som baserer seg på utleggingen av skråningsvernet. Tabellen gjengir forsøk som er gjennomført i tidligere oppgaver, og som er forsøkt gjenskapt i denne oppgaven.

I denne oppgaven ble det gjennomført et forsøk med helning av plastringsstein,  $\alpha = 90^\circ$ , og sammenlignet mot to forsøk gjennomført av Amundsen. Ingen av forsøkene gikk til brudd. Forsøk 3.13 var oppgitt med en maksimal enhetsvannføring i resultatet i masteroppgaven på 31,0 l/s/m, mens det i vedlegget var angitt 164 l/s/m (Amundsen, 2012). Begge verdiene er tatt med i Tabell 4.2.

Amundsen skrev i resultatdelen «Ved å installere en list på toppen av dammen som ledet de oppadrettede strømmene bort fra de øverste steinene kom vi til et nytt forsøksoppsett hvor topp og bunn av modell tålte betydelig høyere vannføringer» (Amundsen, 2012: s. 39). Data, beskrivelser, bilder eller video var ikke tilgjengelig på hvordan denne listen ble utført, eller hvilke forsøk den ble benyttet på. Forsøket kunne med andre ord ikke repliseres fullstendig, men det har trolig liten betydning. I stedet for listen ble det bygget kronevern i denne oppgaven.





**Figur 4.1: Sammenligning av resultater mot tidligere masteroppgaver**

Figur 4.1 er utarbeidet på bakgrunn av Tabell 4.2. For helning på plastringstein,  $\alpha = 90^\circ$ , fremgår det at det er et stort avvik mellom maks enhetsvannføring i forsøkene fra de forskjellige masteroppgavene. Årets forsøk ble utført i en smalere renne og er i intervallet 4 – 9 ganger større enn forsøkene gjennomført for to år siden. Data fra vedlegget til Amundsen (samme forsøk – forskjellige verdier fra masteroppgaven og vedlegget) samsvarer bedre med årets resultat, selv om verdien for det tidligere forsøket er større. Da det ikke oppstod brudd i noen av forsøkene, er det dermed dårlig sammenligningsgrunnlag.

I Tabell 4.2 fremgår det at det i denne oppgaven ble gjennomført to forsøk med raset sikring. Disse var 1\_2 og 1\_3, og de ble sammenlignet opp mot forsøk 3.17. Årets forsøk har enhetsvannføringer ved globalt brudd som er henholdsvis nærmere 8 % og 22 % lavere enn tidligere forsøk.

Det ble gjennomført et forsøk for å gjenta resultatet fra Langaker (2013). Fra Tabell 4.2 kan enkle utregninger vise at enhetsvannføringen ved globalt brudd var rundt 20 % høyere ved gjennomføringen i forrige masteroppgave.

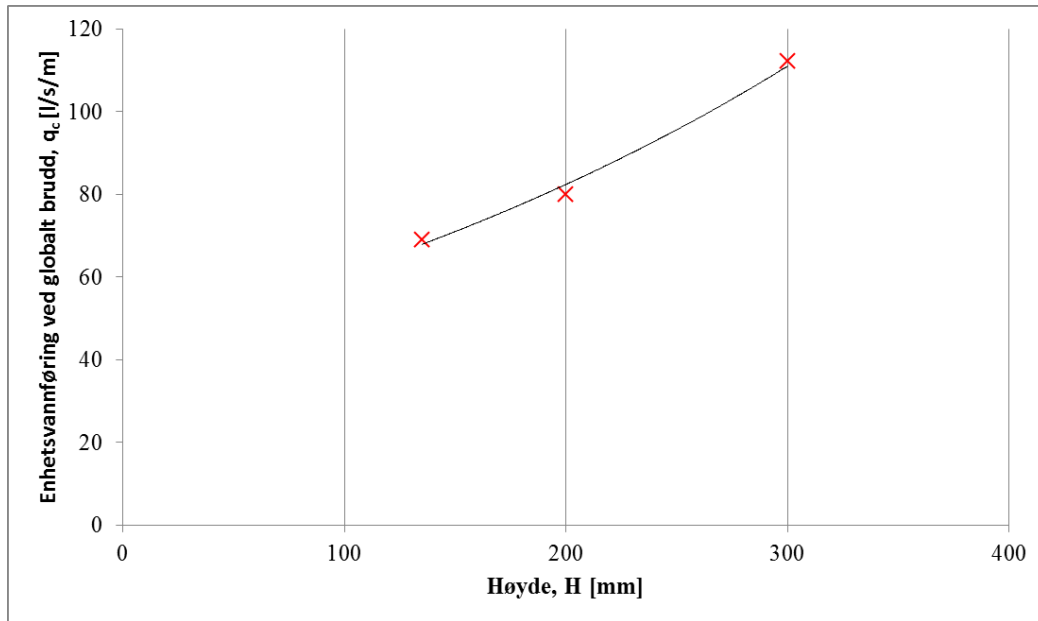
## 4.2 Damparametere

I avsnitt 0 ble det beskrevet at det ved hvert forsøk ble registrert hvor lang tid det ble brukt på å legge plastring, hvor mange steiner som ble benyttet og hvor fast skråningsvernet var. Løse steiner ble merket med mutterskiver, for å undersøke om de løsnet under forsøkene.



### 4.2.1 Damhøyde

For å undersøke betydning av dammens høyde, er verdier fra forsøk gjennomført i denne oppgaven sammenstilt. Verdiene er hentet fra Tabell 4.1. Forsøk 1\_5 ( $H = 135$  mm), forsøk 2\_4 (200 mm) og forsøk 1\_6 (300 mm) er brukt til å utarbeide Figur 4.2. Resultatene indikerer at det er en sammenheng, eller økende tendens, mellom damhøyde og økt enhetsvannføring ved brudd for plastrede skråningsvern.



**Figur 4.2: Forskjellige høyde på forsøksdammer. Plastret skråningsvern med steinhelning,  $\alpha = 63^\circ$**

### 4.2.2 Tidsbruk på skrånings – og kronevern og antall plastringsstein

Tabell 4.3 gir oversikt over forsøk som er plastret med helning av plastringssteinene,  $\alpha = 63^\circ$ . Da flest forsøk er gjennomført med damhøyde,  $H = 200$  mm, er det disse som vil bli behandlet videre da sammenligningsgrunnlaget er størst for disse. I de tidligste forsøkene ble ikke antall stein i kronevernet telt separat, og det er dermed ingen verdier for disse. I noen av de siste forsøkene ble dette gjennomført, da det ble oppdaget at det var stor variasjon i antall steiner i dette området.

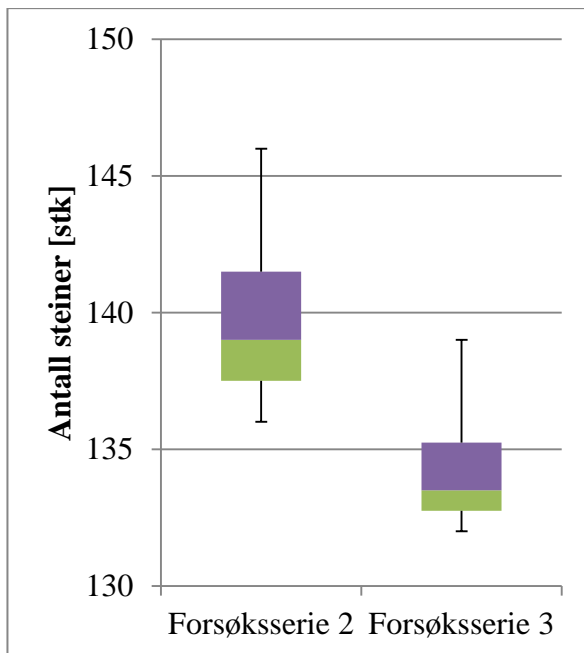
**Tabell 4.3: Antall steiner i plastret skrånings – og kronevern. Steinhelning,  $\alpha = 63^\circ$** 

Forsøk	Damhøyde	Kronevern	Totalt	Låst damkrone	Tidsbruk på plastring
[#]	[mm]		[stk]		[min]
1_1	300	IM	200*	Nei	24
1_4	300	IM	200	Nei	50
1_6	300	IM	203	Nei	40
2_1	200	IM	136	Nei	47
2_2	200	IM	140	Nei	37
2_3	200	IM	146	Nei	34
2_4	200	24	138	Nei	37
3_1	200	16	132	Ja	31
3_2	200	21	139	Ja	28
3_3	200	20	133	Ja	27
3_4	200	21	134	Ja	23

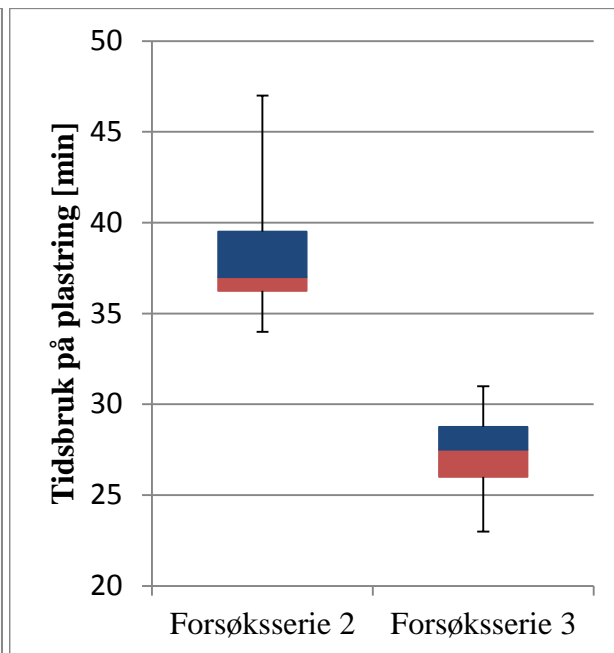
IM – Ikke målt

\*  $\alpha = 90^\circ$

I forsøksserie 1 ble kronevernet lagt med samme helning som skråningsvernet, mens det i forsøksserie 2 og 3 ble lagt med gradvis økende vinkel opp mot 90 grader. Gradvis forandring av helning var vanskeligere å legge. Det ble erfart at det var spesielt vanskelig å legge steinene i overgangen fra skråningsvern til kronevern perfekt. I tredje forsøksserie ble kronevernet låst, dette lettet prosessen mye. Dette medførte at antall steiner ble redusert, da god plassering fikk mindre betydning. Dette sees tydelig i boksplottet i Figur 4.1, der forsøksserie 3 har betydelig færre steiner. Reduksjonen av antall stein medførte at det også ble brukt mindre tid til oppbygging av kronevern, som illustreres godt av boksplottet i Figur 4.4.



**Figur 4.3: Bokplott over antall steiner benyttet i krone- og skråningsvern**



**Figur 4.4: Bokplott over tidsbruk brukt på plastring av krone- og skråningsvern**

Det ble gjennomført to forsøk med rauset skrånings – og kronevern, og resultater fra disse er gjengitt i Tabell 4.4. Det ble benyttet 36 flere steiner i forsøk 1\_2 enn i forsøk 1\_3. Enhetsvannføringen ved brudd i forsøk 1\_2 er på tross av dette lavere enn i forsøk 1\_3. Vedlegg A viser at vannføringsøkningen er betydelig større for forsøk 1\_2 enn 1\_3, og at dette dermed har hatt stor betydning.

**Tabell 4.4: Rauset skrånings – og kronevern**

Forsøk	Damhøyde [#]	Totalt antall stein [mm]	Tidsbruk på plastring [stk]	Enhetsvannføring	
				Tidsbruk på plastring [min]	Ved globalt brudd [l/s/m]
1_2	300	183	5	8,7	
1_3	300	147	4	10,2	

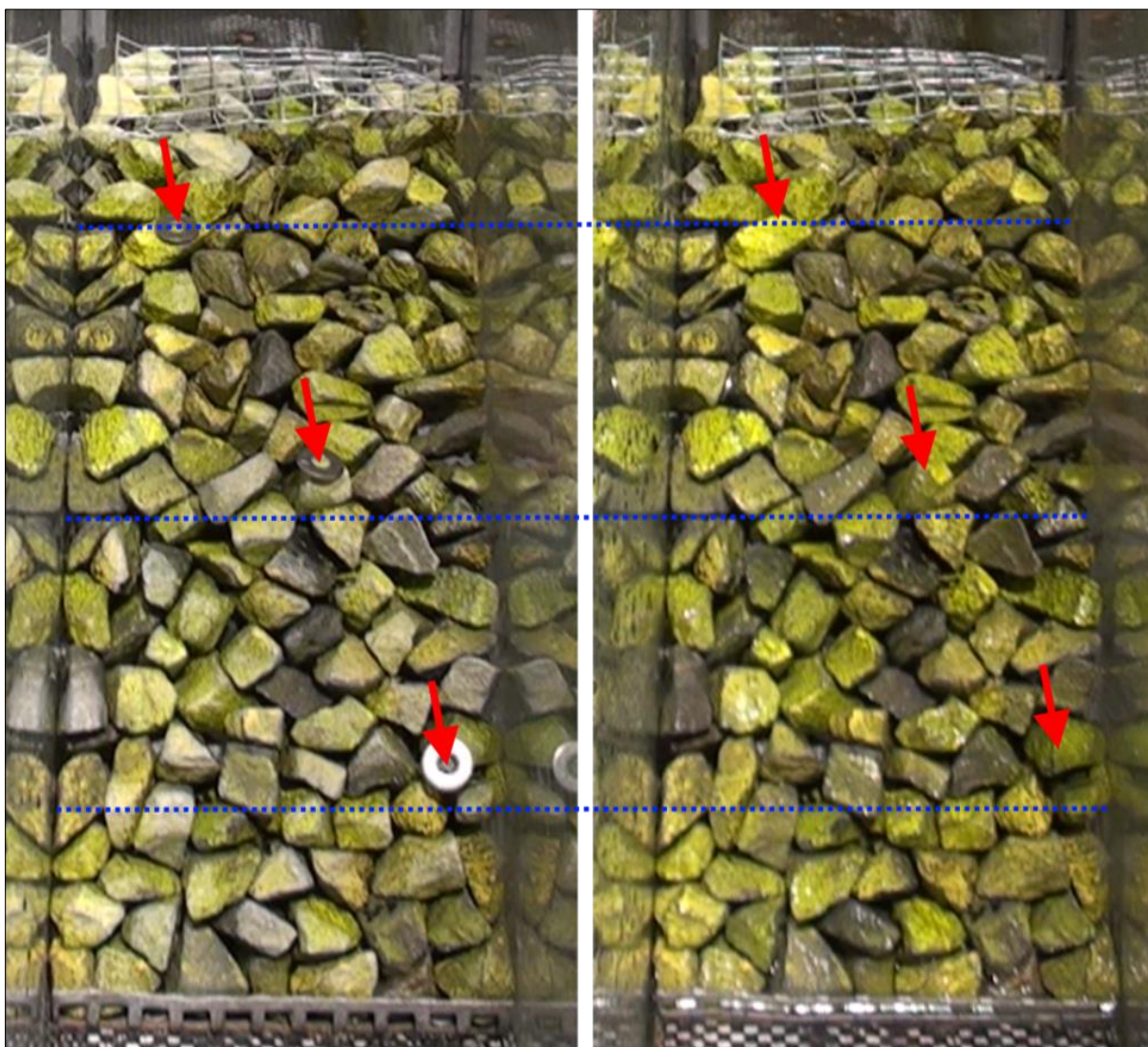
### 4.2.3 Fasthet i skråningsvern

Alle forsøk fikk en visuell og manuell inspeksjon av plastringsdekket før vannet ble skrudd på. Det ble kontrollert fasthet i dekket ved å ta hånden over, og alle plastringsdekkene følte stabile og faste. Løse steiner ble også registrert. For å unngå løse steiner ble det lagt vekt på å legge steinene stabilt, men fra tid til annen oppstod det allikevel enkelttilfeller der hele steinen lå løst uten noen form for innlåsing. Disse steinene kunne trekkes ut i sin helhet, uten synlig betydning for resten av dekket.

**Tabell 4.5: Forsøk med løse steiner før forsøk**

Forsøk	1_6	2_4	3_1	3_2	3_3	3_4
Løse steiner før forsøk	2	1	1	3	2	2
Løse steiner etter forsøk	0	0	0	0	*1	*2
Enhetsvannføring første steins bevegelse, $q_{init}$ [l/s/m]	98,9	80,0	125,0	IO	IO	28,3
Enhetsvannføring ved globalt brudd, $q_c$ [l/s/m]	112,0	80,0	125,0	IO	IO	28,3
Maks enhetsvannføring, $q_{maks}$ [l/s/m]	112,0	80,0	125,0	157,0	153,0	28,3
IO - Ikke oppnådd						
* <sup>1</sup> Dam ødelagt - ikke synlig						
* <sup>2</sup> Globalt brudd - ikke synlig						

I Tabell 4.5 fremgår det hvilke forsøk som hadde løse steiner. Av totalt 13 plastrede dammer hadde seks av dem løse plastringsstein. I fire av dammene var det mulig å kontrollere plastringsdekkene etter forsøk, da det enten ikke hadde inntruffet brudd eller bruddlokasjon var annet sted. Steiner som var løse før vannet var skrudd på, var innlåst etter forsøket. Det ble forøvrig observert stor fasthet i hele dekket. Det fremgår av Figur 4.5 at de løse steinene har forholdt seg på tilnærmet samme plass. Setning av hele dekket har bidratt til at steinene er fastlåst etter forsøket.



**Figur 4.5: Før og etterbilde av forsøk 3\_2. Røde piler markerer stein som var løse før forsøk, blå stiplet linje er hjelpelinjer for å se forskyvninger og setninger**

Forsøk 3\_3 gikk ikke til brudd ved maksimal vannføring. Styrken til plastringsdekket ble derfor testet ved at det ble trukket ut plastringssteiner i senter av skråningsvernet (i hele bredden midt mellom tå og overgang kronevern). Dammen var bygd opp av totalt 133 stein, og 11 stein ble trukket ut uten at dammen gikk til brudd. Dette tilsvarer noe over 8 % av det totale antallet i dammen. Det var tydelige setninger ved hvert uttrekk, men skråningsvernet stabiliserte seg i løpet av ett til to sekunder. Av tidsmessige årsaker ble forsøket avsluttet etter dette.

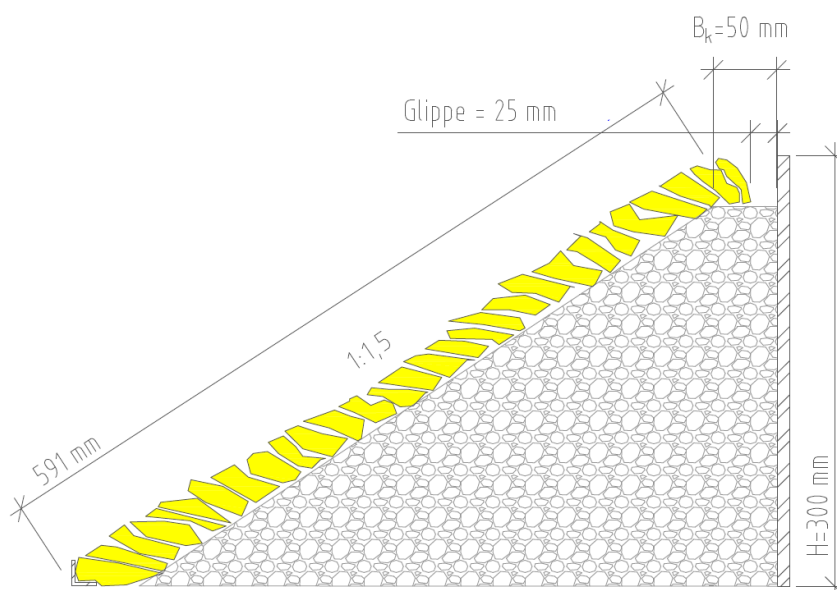
#### 4.2.4 Setninger i plastringsdekke

I forsøk gjennomført uten låsing av damkrone var det et opptredende problem at dammene fikk store setninger. Forsøk 1\_6 ble kjørt til brudd, og deretter bygd opp med samme stein for grovt å undersøke de totale setningene. Figur 4.6 viser dammen etter den er plastret opp på nytt, der den gjennomsnittlige glippen mot oppstrøms rist var på 25 mm. Det var totalt plass til 12 ekstra stein, for å fylle opp hele glippen.



**Figur 4.6: Forsøk 1\_6 plastret opp etter brudd med samme steiner. Bildet tatt ovenfra på kronevernet, oppstrøms rist sees øverst i bildet t**

Ved å addere utbredelsen av kronevernet og lengden av skråningsvernet får man den totale plastrede lengden, som vist i Figur 4.7. En 25 mm glippe tilsvarer 1,5 gjennomsnittlig steinstørrelse, eller noe over 4 % av den totale plastringslengden.



**Figur 4.7: Glippe på grunn av setninger i dekke**



#### 4.2.5 Låsing av damtå og damkrone

Alle forsøk ble gjennomført med låst damtå, og det oppstod ingen brudd der. Siste forsøksserie ble gjennomført med låst damkrone, og dermed er det fire forsøk som er gjennomført på denne måten. Datagrunnlaget er dermed lite.

viser at det ble brukt færre steiner i kronevernet, når dette var låst med netting. Det lå dermed løsere pakket i dette området. Når skråningsvernet satt seg, ble det også en liten forskyvning av steinene i kronevernet. Ved økende vannføring ble det også observert at kronevernet løftet seg litt, og satt seg godt inn i nettingen.

**Tabell 4.6: Resultater av låst kronevern**

Forsøk	2_4	3_1	3_2	3_3	3_4
Gjennomstrømning	Ja	Ja	Ja	Nei	Ja
Overtopping	Ja	Ja	Ja	Ja	Nei
Fastlåsing av damkrone	Nei	Ja	Ja	Ja	Ja
Enhetsvannføring første steins bevegelse, $q_{init}$ [l/s/m]	80,0	125,0	IO	IO	28,3
Enhetsvannføring ved globalt brudd, $q_c$ [l/s/m]	80,0	125,0	IO	IO	28,3
Maks enhetsvannføring, $q_{maks}$ [l/s/m]	80,0	125,0	157,0	153,0	28,3
IO -Ikke oppnådd					

Av Tabell 4.6, fremgår det forsøk gjennomført i forsøksserie 3, samt forsøk 2\_4 fra forsøksserie 2. Forsøk 2\_4, 3\_1 og 3\_2 hadde likt oppsett, men 2\_4 hadde ikke låst kronevern. Enhetsvannføringen i 2\_4 og 3\_1 ved brudd økte fra 80,0 – 125. Dette tilsvarer en økning på noe over 56 %. I begge forsøkene oppstod bruddene i overgangen kronevern/skråningsvern uten at noen stein var erodert på forhånd. I forsøk 3\_2 og 3\_3 oppstod det ikke brudd, og ingen stein løsnet under forsøkene (bortsett fra i forsøk 3\_3, der det som tidligere nevnt ble fjernet steiner manuelt).

#### 4.2.6 Innlåsingsvinkel

Det ble gjennomført to forsøk med rauset sikring, og tre forsøk med plastret sikring i henhold til beskrivelser gitt i avsnitt 3.7. De to forsøkene med rauset sikring hadde middelværdi på 44° og et standardavvik på 1,5°. For plastret sikring økte verdien betraktelig. For de tre forsøkene var det en middelværdi på 76°, og et standardavvik på 3,5°.

### 4.3 Strømning

Tabell 4.7 viser antall forsøk som ble gjennomført med de forskjellige strømningsforholdene. Begrunnelse for utførelse av antall forsøk er gjengitt i de tre nedenstående punktene:

- Gjennomstrømningsforsøk med både rauset og plastret skråningsvern, ga om lag like bruddvannføringer ved likt oppsett. Ønsket resultat var dermed oppnådd.
- Overtoppingsforsøk viste stor motstand mot brudd, og høye vannføringer ble registrert. For forsøk med valgt steinstørrelse var kapasiteten på rennen for liten. Ytterligere forsøk ble dermed ikke gjennomført.
- En kombinasjon av gjennomstrømning og overtopping ga større spredning av enhetsvannføring ved brudd. Flere parametere kunne studeres, og det ble dermed gjennomført flest forsøk med dette oppsettet.

**Tabell 4.7: Styrke av skråningsvern ved forskjellige strømnings situasjoner**

Strømning	Antall forsøk	Helning skråningsvern	Enhetsvannføring ved globalt brudd [l/s/m]
Gjennomstrømning	2	Rauset	8,7 - 10,2
Gjennomstrømning	3	$\alpha = 63^\circ$	26,5 - 28,3
Overtopping	2	$\alpha = 63^\circ$	117,0 - 153,0*
Kombinasjon av overtopping og gjennomstrømning	8	$\alpha = 63^\circ$	69,1 - 157,0*

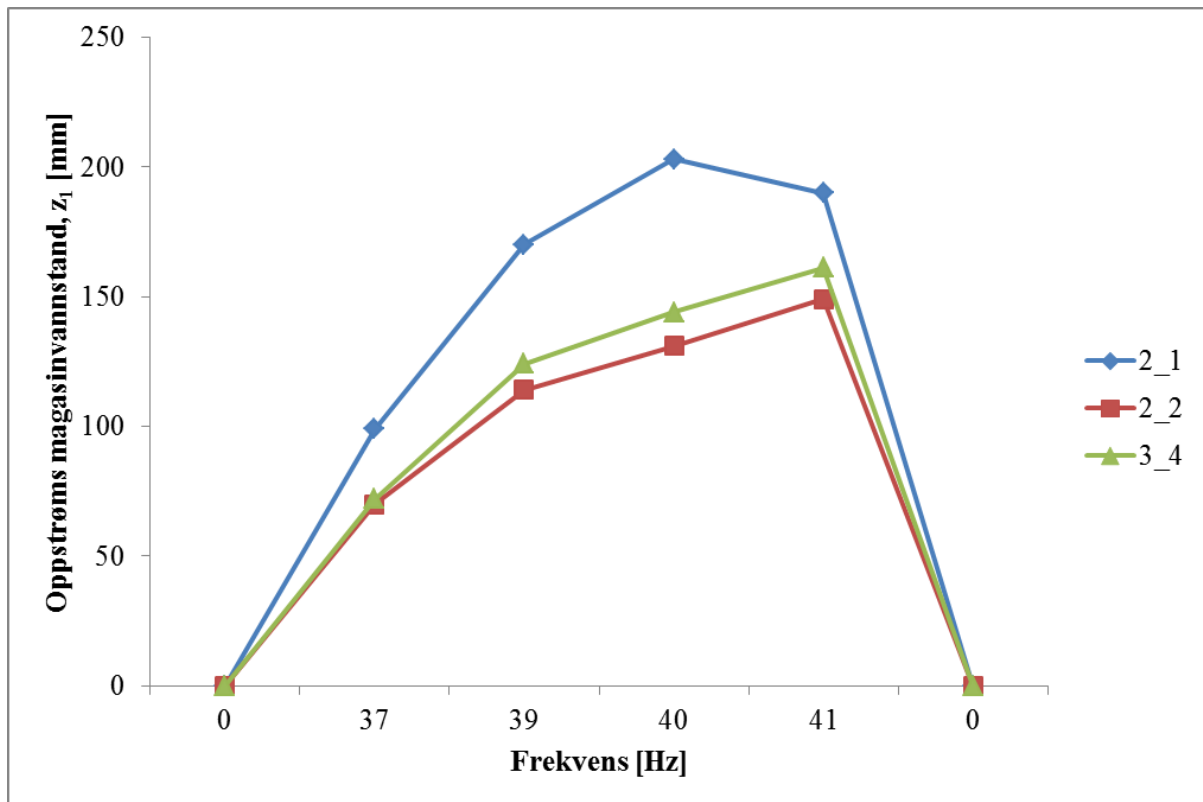
\* Brudd ikke oppnådd ved høyeste enhetsvannføring



### 4.3.1 Gjennomstrømning

Forsøk 2\_1 og 2\_2 ble bygd opp for gjennomstrømning etter likt prinsipp, som skissert i Figur 3.8 uten plexiglassplate. Det ble henholdsvis benyttet et geotekstil filter i første forsøk og PVC netting i andre, som spesifiser i avsnitt 0. Filteret og nettet ble plassert løst på risten, uten å festes fast.

3\_4 ble bygget etter samme oppsett som 2\_2, men med låst kronevern. Da det ikke var overtopping i noen av disse forsøkene regnes de som like. Figur 4.8 grafer de tre forsøkene. For disse forsøkene er frekvensen sammenstilt mot oppstrøms magasin vannstand, da vannføring var lik ved samme frekvens. Ut fra Tabell 4.1 kan man se at enhetsvannføringen var 26,5 l/s/m for 2\_1 og 2\_2. Verdien for 3\_4 var 28,3 l/s/m, og dermed 7 % høyere. Det er tydelig at øvre magasin vannstand stiger raskere i forsøk 2\_1 enn de to andre forsøkene, og samtidig oppnår betydelig høyere maksimalvannstand.



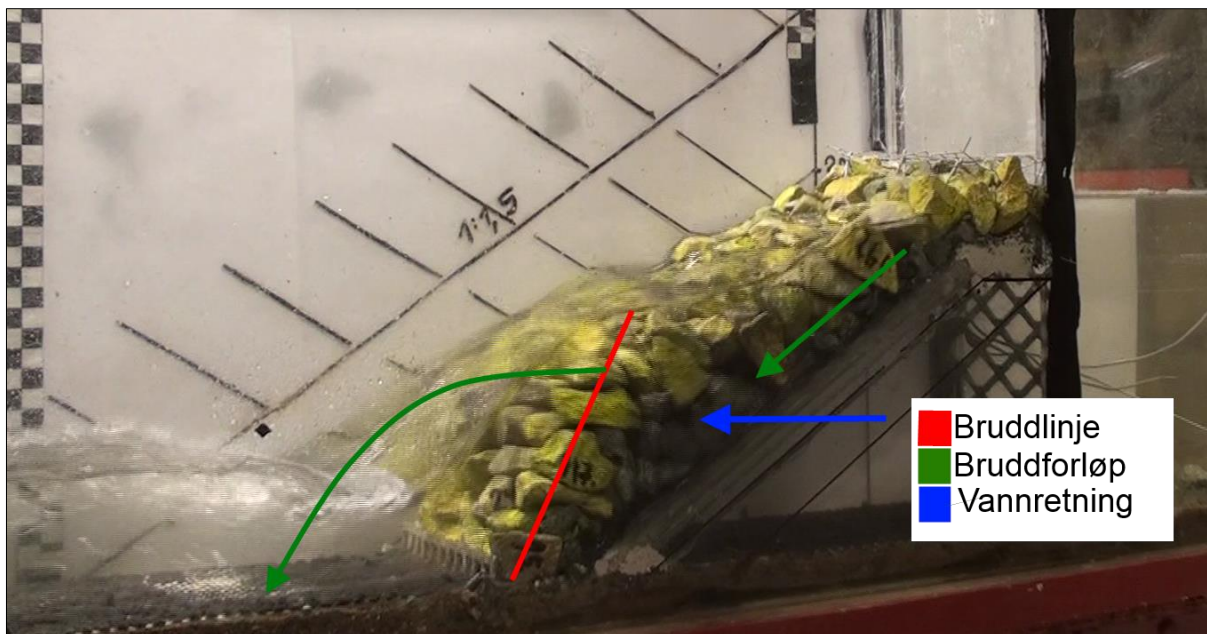
**Figur 4.8: Forskjellig oppstrøms magasin vannstand ved lik frekvens**

For forsøk 2\_1 bidrar den øvre magasin vannstanden til at det hydrostatiske trykket fra vannet presser dekket ut, og det dannes en brattere helning i nedre del av damskråningen. Figur 4.9 skisserer at det initiale bruddet startet ved den grønne sirkelen, langs hele bredden av dammen. Utbulingen av plastringen økte med tiden, og det tok noe over 13 minutter fra første bevegelse i plastringen ble observert til dammen gikk til brudd.



**Figur 4.9: Bruddforløp forsøk 2\_1. Gradvis utvikling av bruddet ved gjennomstrømning**

I motsetning til 2\_1 ble det ikke observert bevegelser eller setninger i plastringsdekket til forsøk 2\_2 og 3\_4, før de gikk til plutselig brudd uten tegn til svakhet. Figur 4.10 skisserer bruddforløpet i 3\_4, der nedre del blir presset ut, og øvre del sklir ned som et resultat av dette.



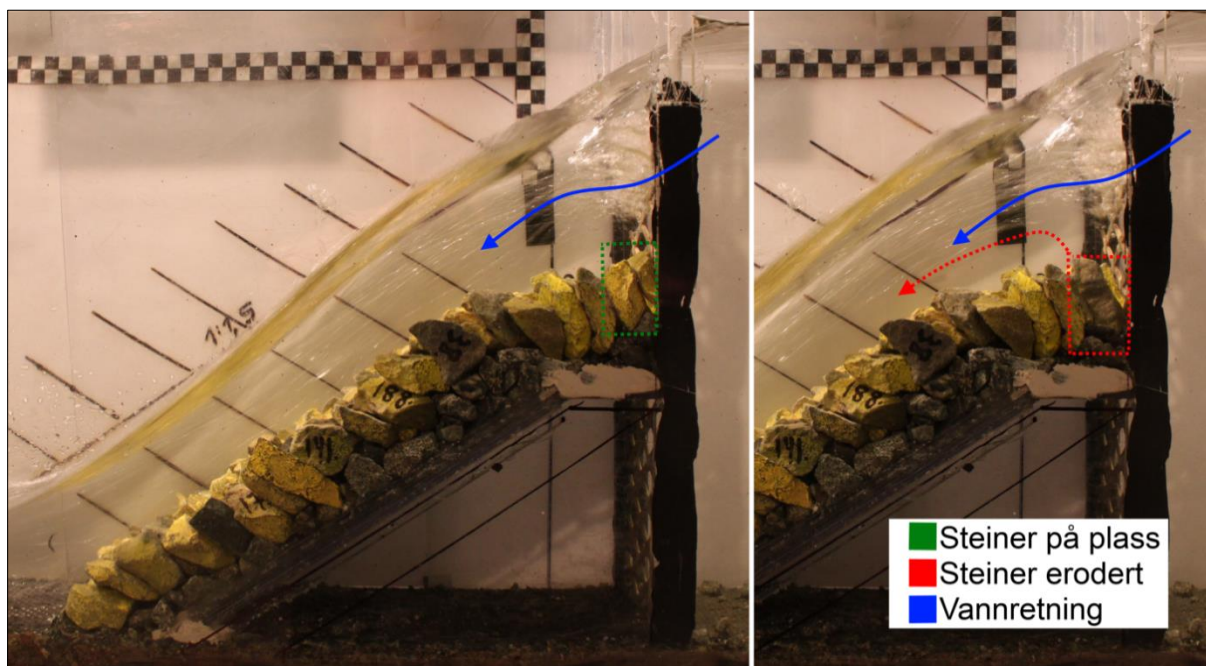
**Figur 4.10: Bruddforløp i forsøk 3\_4. Plutselig brudd ved gjennomstrømning**

For gjennomstrømningsforsøk ble det ikke observert at enkeltsteiner løsnet før globalt brudd oppstod.

### 4.3.2 Overtopping

Forsøk 2\_3 og 3\_3 ble gjennomført med overtoppende strømming, og som man ser av Tabell 4.7 hadde disse forsøkene generelt stor styrke. Begge forsøkene hadde likt oppsett, men 3\_3 hadde låst kronevern. I forsøk 2\_3 løsnet først én stein fra kronevernet, og like etterpå løsnet hele kronen. Forsøk 3\_3 var det derimot ikke mulig å få til brudd, så det ble som tidligere nevnt dermed plukket enkeltsteiner ut av skråningsvernet. Ytterligere beskrivelse av dette står i avsnitt 0.

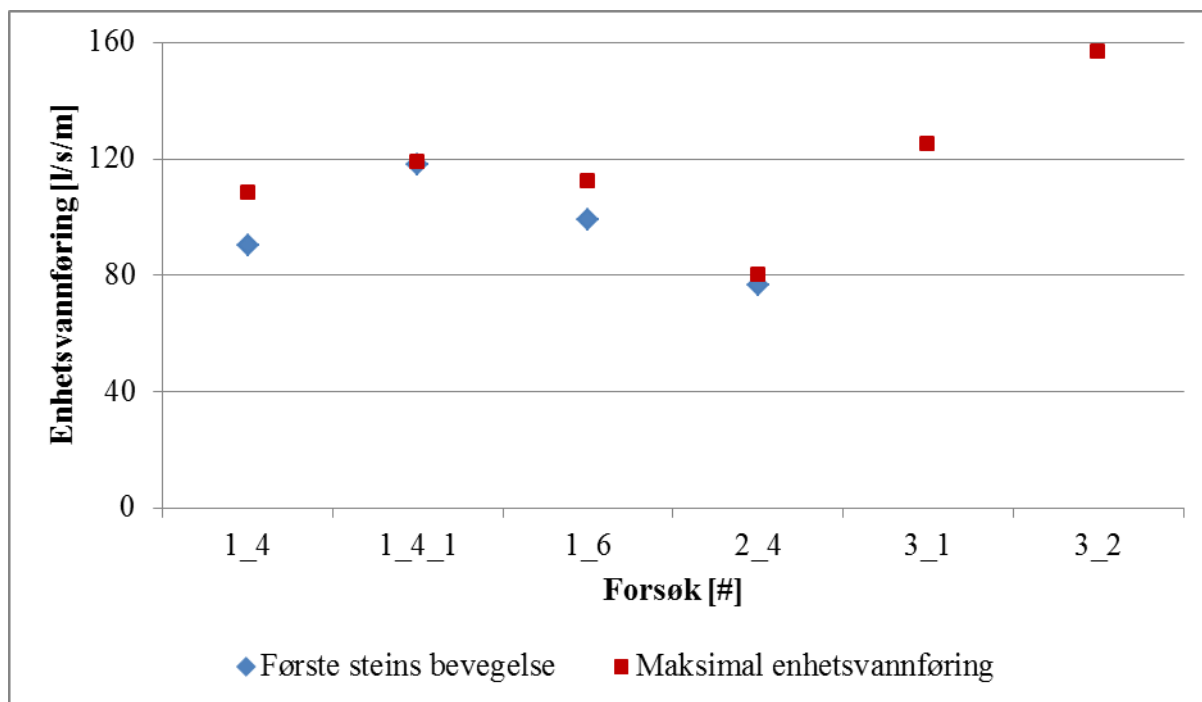
Figur 4.11 skisserer et erosjonsbrudd ved overtopping. Påkjeningen fra det strømmende vannet gjør at damskråningen setter seg, og de øverste steinene ved risten mister innlåsning fra risten oppstrøms.



**Figur 4.11: Erosjon av to stein i kronevern ved overtopping, i forsøk 2\_3**

### 4.3.3 Kombinasjon av gjennomstrømning og overtopping

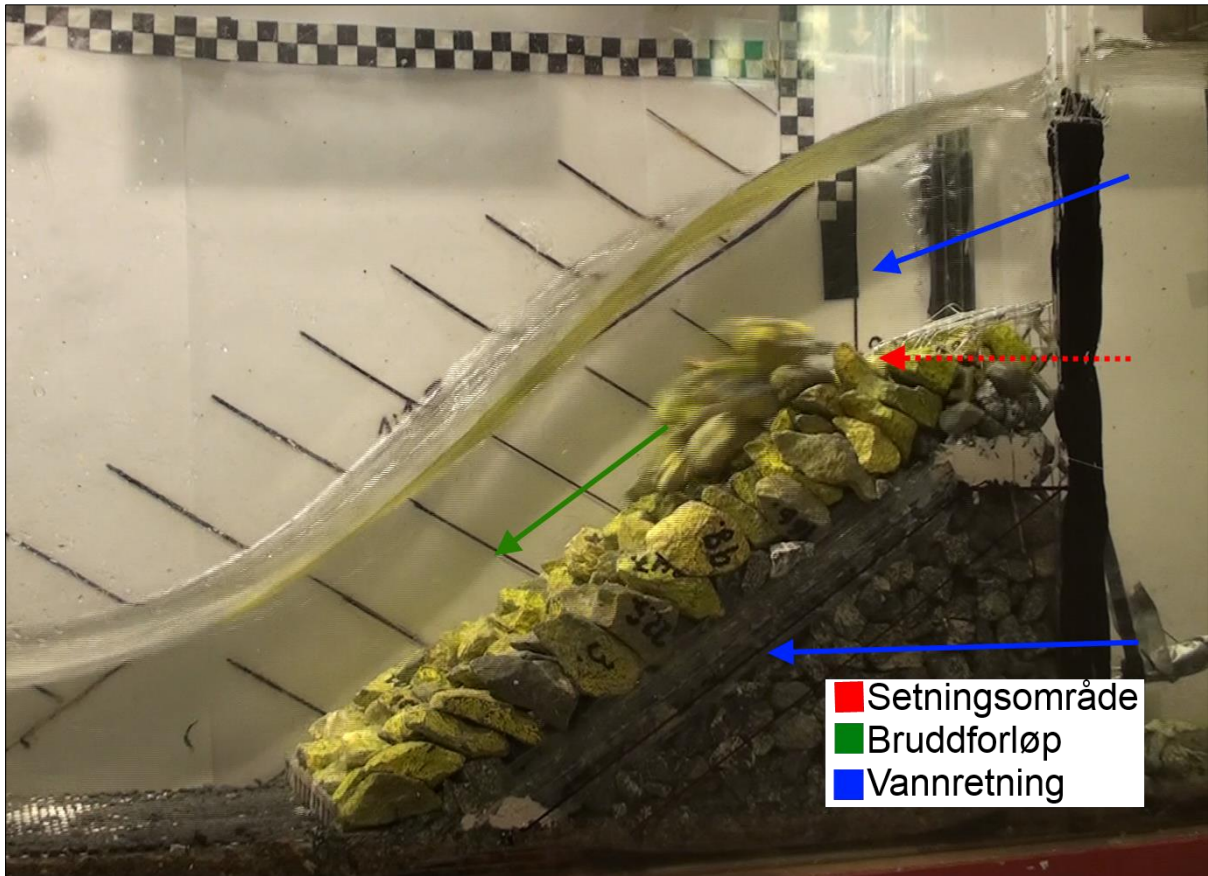
Dammene som ble utsatt for en kombinasjon gjennomstrømning og overtopping hadde generelt stor styrke. Figur 4.12 viser at alle dammer uten låst kronevern, ble utsatt for erosjon/plukking av enkeltstein. Alle tilfeller der enkeltstein løsnet fant sted i kronevernet, og forløpet var likt som for overtopping skissert i Figur 4.11. Enhetsvannføringen der første stein ble revet med ble registrert, og var i alle tilfellene i relativ nærhet til den maksimale enhetsvannføringen. Av Figur 4.12 ser man at det ikke ble registrert erosjon av enkeltstein fra forsøk med låst kronevern.



**Figur 4.12: Kombinasjon av gjennomstrømning og overtopping. Første steins bevegelse plottet mot maks enhetsvannføring**

Brudd som opptrådte i forsøk med låst kronevern oppstod trolig som et resultat at hele damskråningen satt seg. Fra videodokumentasjon av forsøk 3\_1 er det synlig at dammen ble utsatt for jevne setninger gjennom hele forsøket. Etter en tid ble det dermed ikke noen innlåsing i overgangen mellom kronevern og skråningsvern. Dette er skissert i Figur 4.13, ved bruddsituasjon av den aktuelle dammen.





**Figur 4.13: Brudd i overgang kronevern/skråningsvern for forsøk 3\_1. Redusert innlåsing fra kronevern på grunn av setninger**



## 5 Diskusjon

---

I dette avsnittet vil oppnådde resultater sammenlignes med tidligere utførte forsøk ved NTNU, og med eksisterende beregningsmetoder fra norsk og internasjonal litteratur. Det vil også presenteres og diskuteres mulige feilkilder som er et resultat av forsøksoppsett, laboratorieeffekter samt beregninger som er gjennomført.

Som nevnt i avsnitt 2.4.1 har det vist seg at styrken av modeller er 24 – 51 % større enn det som faktisk vil opptre i prototyp. Det er dermed å anta at verdiene oppnådd i denne oppgaven også er det.

### 5.1 Plastringparametere

I dette avsnittet presenteres og sammenstilles funn og observasjoner gjort om plastringsstein med aktuell teori. Det er også forsøkt å kvantifisere om økte erfaringer har betydning for styrken til skråningsvernet.

#### 5.1.1 Plastringsstein

##### Forhold mellom aksene

I avsnitt 3.4 er det gitt begrunnelse for utvelgelse av forsøksmaterialer. I henhold til Formel 2.1 er 47 % av de utvalgte gule steinene godkjent, og det er gitt at 70 % av steinene burde være godkjent for å benyttes i henhold til beskrivelsene gitt i avsnitt 2.1. Krav iii) i Tabell 3.6 er hentet fra «Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein», og er lik som Formel 2.1 men mindre konservativ. I henhold til krav iii) godkjennes 73 % av steinene.

I forsøk med erosjonssikring av elvebunn målte Falkenberg over 600 steiner med skyvelære. Som nevnt i 2.4.2 medførte dette at 98 % av steinene var godkjent i forhold til krav iii). Modelforsøk i laboratoriet gir mulighet til å måle alle steiner nøyaktig, uten for store utfordringer med tanke på tidsbruk og vanskelighetsgrad.

På den andre siden er metoden Amundsen benyttet – der han som tidligere nevnt målte et utvalg av de første steinene med skyvelære for deretter å bruke øyemål. Amundsen listet opp en rekke krav i Tabell 3.6, men følger dem ikke. Figur 3.5 gir et tydelig bilde på at det er mange forskjellige fraksjoner av plastringsstein, der stein nr. 143, 243 og 43 ikke er godkjent i henhold til krav iii). I figuren er det henholdsvis avlange og helleformede, små og store stein. En medvirkende årsak til dette utvalget er trolig at det blir mange parametere og forholde seg til. Det gjør utvelgelsen vanskelig og upraktisk, som igjen medfører at de blir oversett. I forhold til å måle hver enkelt stein, speiler utvelgelse på øyemål trolig virkeligheten bedre. På faktiske fyllingsdammer er det i stor grad praksis at plastringssteinene blir plukket ut manuelt på bakgrunn av nettopp øyemål. I større eller mindre grad blir trolig et visst utvalg av disse steinene kontrollmålt.

Det er også viktig å merke seg at selv om steinene ikke var godkjent i forhold til de overnevnte kravene, har de likevel i de fleste tilfellene vist stor motstand mot brudd. Det store

utvalget av forskjellige stein har gjort det lett å få et godt forband, ettersom man lett kan justere med forskjellige størrelser. Utleggelsen kan derimot være noe vanskeligere, spesielt med steiner med kort a-akse.

### **Forhold mellom største og minste steinstørrelse**

I henhold til Formel 2.8 burde forholdet mellom største og minste stein i et skråningsvern ikke overstige 1,7. Fra Figur 3.3 finner man at største stein har en gjennomsnittlig diameter 35 mm, og minste på 15 mm. Dette gir et forhold som er 2,7, og dermed betydelig over det som blir anbefalt i «Veileder for fyllingsdammer».

Det er ikke funnet noen svakheter ved å ha de forskjellige størrelsesforholdene under utførelse av forsøkene i denne oppgaven. Under befaring på Svartevassdammen høsten 2013 var det synlig at en stor del av steinene hadde store forskjeller i størrelse. Ettersom det benyttes terminologien «*bør*» i «Veilederen for fyllingsdammer», er det grunn til å anta at det legges mindre fokus på dette i bransjen.

### **Forslag til justert kriterier for utvelgelse av plastringsstein**

Bruken av skråningsvern med et velgradert utvalg av steinstørrelser burde studeres separat, for å skape en bedre forståelse av effekten det skaper. Det er gjennomført for få forsøk til å gi en konkret anbefaling på utvelgelse og størrelsesforhold av plastringsstein, men en subjektiv oppfattelse blir allikevel presentert:

Utvelgelse av steiner burde skje på bakgrunn av to formler, som forenkler prosessen med å velge stein. Krav i) og iii) i Tabell 3.6 ansees som gode formler, da de fremstiller forholdet mellom steines akser på en lettfattelig og treffende måte. Krav i) må tilfredsstilles da det er viktig at  $a > b > c$ . Dersom krav iii) sammenstilles med betingelsene til Formel 2.1, altså at minimum 70 % av steinene er godkjent, vil dette trolig være tilstrekkelig.

#### **5.1.2 Forbedring av plastringsferdigheter**

For å kvantifisere om plastringsferdigheter blir bedre med økt erfaring er det flere faktorer som kan betraktes. Parametere som kan tyde på at ferdighetene øker kan eksempelvis være:

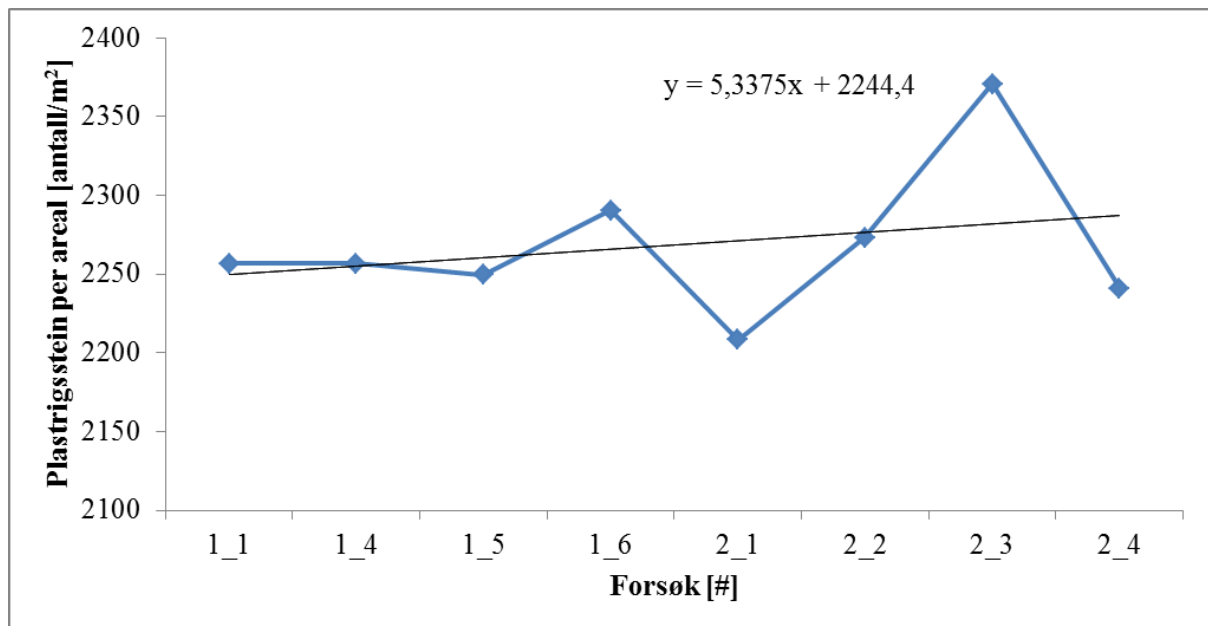
- Tidsbruk på plastring går ned
- Økt antall steiner i skråningsvernet
- Antall løse steiner i skråningsvernet blir lavere, eller holder seg lavt
- Økt vannføring (ved brudd eller generelt)

Faktorer som i stor grad påvirker tidsbruk er formen på steinene og nøyaktighetsgrad. Avlange steiner med lang a-akse gjør det lett å legge et stødig skråningsvern. Disse overlapper godt i sprekker mellom andre stein, og kan legges eller dyttes forsiktig inn i støttefyllingen. En stein med kort a-akse er betraktelig vanskeligere å legge, da den må støttes opp med mer støttefylling i bakkant. Dette resulterer samtidig i at de overliggende steinene også blir vanskeligere å plassere.



Dersom det utøves stor grad av nøyaktighet og presisjon påvirker dette sluttresultatet. Det vil da være mulig å legge alle steiner i perfekt posisjon og på beste plassering til enhver tid, men vil samtidig gi økt tidsbruk. I forsøkene gjennomført i denne oppgaven ble steinene plassert i forhold til punktene i kapittel 3.6. Når steinene lå i henhold til disse, ble plasseringen sett på som tilstrekkelig.

I Figur 5.1 er det tatt med relevante forsøk for å skissere plastringsstein per arealenhet. Forsøk som hadde rauset skråningsvern eller låst krone er ekskludert. Stigningstallet til den lineære ligningen øker, og viser dermed at antallet plastringsstein øker med tiden. Økningen er på en annen side marginal, og dersom forsøk 2\_1 og 2\_3 fjernes blir den lineære grafen tilnærmet horisontal.



**Figur 5.1: Antall plastringsstein per areal**

Den blå grafen i Figur 5.1 viser små forandringer til å begynne med, og deretter relativt store svingninger i de siste forsøkene. Dette kan ha følgende forklaringer:

- **Små forskjeller i antall plastringsstein per areal. Tilnærmet vannrett graf for forsøksserie 1:**  
Det er lettere å legge steiner med lik form, og dette har trolig spilt stor rolle i de tidligste forsøkene. Likest mulig steiner er sannsynligvis valgt ut, og dette gir utslag i tilnærmet vannrett graf.
- **Store forskjeller i antall plastringsstein per areal i forsøksserie 2:**  
Større utvalg av steiner ble benyttet. Dette kommer trolig av at erfaringene øker, og man ser muligheter for å benytte et større spekter av steiner. Store og små stein ble lagt om hverandre. I forsøk 2\_3 ble det benyttet flere avlange stein, som gjør at antallet stiger. Velgradert materiale bidrar også til variasjonen.

I avsnitt 2.4.2 står det at Falkenberg fant ut at økt antall steiner i et plastret dekke tydet på økte ferdigheter, men at det hadde marginal betydning. I forsøkene ble det brukt i gjennomsnitt rundt 600 steiner per forsøk, og i flere av forsøkene var forskjellen i antall steiner kun en til to. En medvirkende årsak til dette er trolig at alle steinene var målt for hånd

med skyvelære, og dermed svært ensgraderte.

Det kan tyde på at økte ferdigheter også kan fremstilles på en annen måte. Erfaring gjør at den som gjennomfører plastringen evner å utnytte en større del av steinfraksjonene på en effektiv måte. Dersom de «dårlige» steinene blir inkorporert mellom de gode, dannes det allikevel et godt forband og god kontakt med omkringliggende steiner. Dette gir utslag i større variasjon i antallet plastringsstein som blir benyttet fordi «store og små» stein blir brukt om hverandre.

Ifølge Tabell 4.5 hadde tilnærmet alle skråningsvern gjennomført i denne oppgaven én til tre løse steiner i skråningsvernet. Det er mulig å plastre skråningsvern uten løse steiner, men da må det brukes mye tid og ressurser ekstra. Når et lag er lagt må det underliggende laget sjekkes, og hvis noen er løse må dette justeres. Det ble tidlig observert at løse steiner satt seg etter at forsøkene var gjennomført. At steinene var fullstendig innlåst ble dermed satt mindre fokus på. Det kan dermed ikke trekkes noen konklusjoner fra om antallet løse steiner i skråningsvernet kan benyttes til å kvantifisere økt erfaring.

### 5.1.3 Generell styrke av skråningsvern

Erfaringer fra tidligere masteroppgaver, samt denne oppgaven, har vist at dersom man fjerner randbetingelsene har selve skråningsvernet stor innvirkning på sikkerheten til dammen. I alle forsøk er det mulig å observere setning, men som Figur 4.5 skisserer er de relativt små. Setningene er vanskelig å oppdage fra rad til rad, men er lett synlige i toppen av dammen, eller i overgangen mellom skrånings- og kronevern. Disse setningene gjør hele plastringsdekket fastere, og som Figur 4.5 også skisserer blir løse steiner innlåst mellom omkringliggende steiner. I avsnitt 2.3.1 presenteres det i «Veilederen for fyllingsdammer» at alle steinene skal legges som plastring, med god innbyrdes kontakt. Selv om det er gjennomført for få forsøk, kan det virke som om det er av mindre betydning at alle steiner har god kontakt med omkringliggende steiner. Det kan være interessant å undersøke videre, ved å plastre opp skråningsvern der større andel av steinene ikke er innlåst med de omkringliggende steinene.

I forsøk 1\_4 gikk forsøksdammen til brudd i kronen. Av den totale plastrede lengden var det 4 % setninger. Denne ble som nevnt i avsnitt 0 plastret opp på nytt til forsøk 1\_4\_1, men med flere steiner. Dammen som ble plastret på nytt var ikke mulig å få til brudd, så trolig har initialsetningene ved første overtoppingsforsøk spilt en stor rolle. Ettersom setningene i skråningsvernet allerede hadde funnet sted, har steinene antagelig funnet en stabil situasjon der det er liten mulighet for ytterligere setninger. En interessant tanke kan være å tillate overtopping av små dammer – noe som blir gjennomført i Tyskland, som nevnt i avsnitt 2.3.2. Videre forskning kan avsløre om sikkerheten er tilstrekkelig for å bygge slike steinfyllingsdammer i lave konsekvensklasser, som for eksempel småkraftprosjekter. Det er grunn til å tro at dette kan senke kostnadene ved utbygging av slike anlegg. For å øke styrken kan dammene på samme måte som forsøk 1\_4 utsettes for kontrollert overtopping, for å få de initiale setningene. Det kan deretter suppleres med ytterligere stein der det har oppstått setninger, for å få mer kompakt dekke og høyere sikkerhet.

Uansett er det et viktig moment at dammer som blir utsatt for overtopping vil få setninger, og for å statuere et eksempel kan man tenke seg en 50 meter høy dam. Dersom det ville oppstått 4 % setninger i den totale plastrede lengden, ville dette tilsvart en horisontal glippe på rundt 3,5 meter. Når denne glippen forekommer skjer det tre negative konsekvenser som påvirker sikkerheten:

- Underliggende støttefylling blir eksponert
- Innlåsingeffekten av omkringliggende steiner forsvinner
- En horisontal svakhetszone dannes langs hele dambredden i samme høyde

Ved slike belastninger er det stor sannsynlighet at dammen går til globalt brudd. Dersom slike setninger skal unngås, må den plastrede lengden deles opp i mindre inkremitter, slik at setningene blir lokale. Dette kan for eksempel gjøres ved å sette opp støttemurer oppover i plastringen – men vil sannsynligvis være dyrt og tidkrevende.

## 5.2 Stabilitet av skråningsvern ved forskjellige strømningsforhold

Det har vist seg å være store forskjeller når det kommer til gjennomstrømming og overtoppende vannstrømming. Forsøkene der overtopping ble undersøkt medførte et stille vannsnivå som var tilnærmet 170 mm. Dette tilsvarer 85 % av den totale høyden til dammene, og det kan dermed diskuteres om dammene i sin helhet fungerte som terskler i stedet for dammer. Det kan dermed diskuteres hvor relevante resultatene er, sett i forhold til virkelige situasjoner.

Et av de mest utfordrende momentene ved oppsett av forsøksmodellen var å sette opp og simulere de forholdene som faktisk forekommer i naturen. Uten innlåsing av kronevernet kan man anta at man modellerer en skalamodell av en steinfyllingsdam, der de øverste steinene ikke vil bli innlåst av noen overliggende stein. Ved låst kronevern kan man muligens se for seg at den nedre delen av dammen blir modellert, mens det låste kronevernet fungerer som innlåsing fra de «overliggende» steinene.

For gjennomstrømmende vann har risten og PVC nettet hindret all overtopping, og dermed ledet alt vannet gjennom støttefyllingen og plastringen. Det er tydelig av Tabell 4.7 at forsøk med gjennomstrømming gir betydelig lavere enhetsvannføring ved brudd, sammenlignet med overtopping og kombinasjon begge strømningsforholdene. Gjennomstrømming medfører trolig en ugunstig strømningsretning, som gjør at innlåsing, kontakten og forbandet til steinene rundt mister sin funksjon. En medvirkende årsak til den lave styrken ved gjennomstrømming kan i tillegg være at det ble benyttet for lite støttefylling bak plastringssteinene. Dette har medført økt gradient i gjennom plastringen, og som igjen gir en økt strømkraft på kornskjelettet der. Plastringen har dermed blitt svekket ytterligere av denne effekten.

Tabell 4.7 viser at det ble gjennomført to forsøk med rauset skråningsvern. Disse forsøkene viser relativt sett lav enhetsvannføring ved globalt brudd i forhold til plastret skråningsvern. For damskråninger med helning på 1:1,5 ligger steinene opp i mot den aktuelle friksjonsvinkelen, og har dermed liten motstand mot vannets krefter. Dette i kombinasjon med at det kun er gjennomstrømming, som i seg selv har vist seg å gi lave enhetsvannføringer ved brudd, er trolig en direkte årsak til disse bruddene. Et medvirkende bidrag til denne antagelsen at gjennomstrømming svekker dammen er resultater fra Langaker, nevnt i avsnitt 2.4.1. For rauset skråningsvern oppnådde Langaker både gjennomstrømming og overtopping, ettersom det var en stille vannshøyde i oppstrøms magasin på 33-35 mm. Dette resulterte i en økning av

enhetsvannføring fra 8,7 l/s/m oppnådd i denne oppgaven, til 16 l/s/m i Langaker sin oppgave. Det er tilnærmet en dobling i verdi.

En kombinasjon av overtoppende og gjennomstrømmende vann gir som Tabell 4.7 noe variasjon i bruddverdier. De lave verdiene er et resultat av erosjonsbrudd i kronen, mens de høyeste verdiene representerer forsøkene med låst kronevern. Datagrunnlaget i oppgaven er for lite til å konkludere med entydige svar. Allikevel trekkes det frem en antagelse, da det kan tyde på at overtoppende vann reduserer den ugunstige strømmingen gjennomstrømmende vann medvirker med når det opptrer er en kombinasjon av de to strømmingstypene. Det kan være grunn til å tro at det overtoppende vannet dermed har en stabiliserende effekt på skråningsvernet. En medvirkende årsak til denne antagelsen er på bakgrunn av verdier fra Tabell 4.7. Disse viser at forsøk med overtoppende strømming generelt oppnår de høyeste enhetsvannføringene. Kombinasjoner av gjennomstrømming og overtopping viser hakket lavere, mens gjennomstrømming viser betydelig lavest enhetsvannføring.

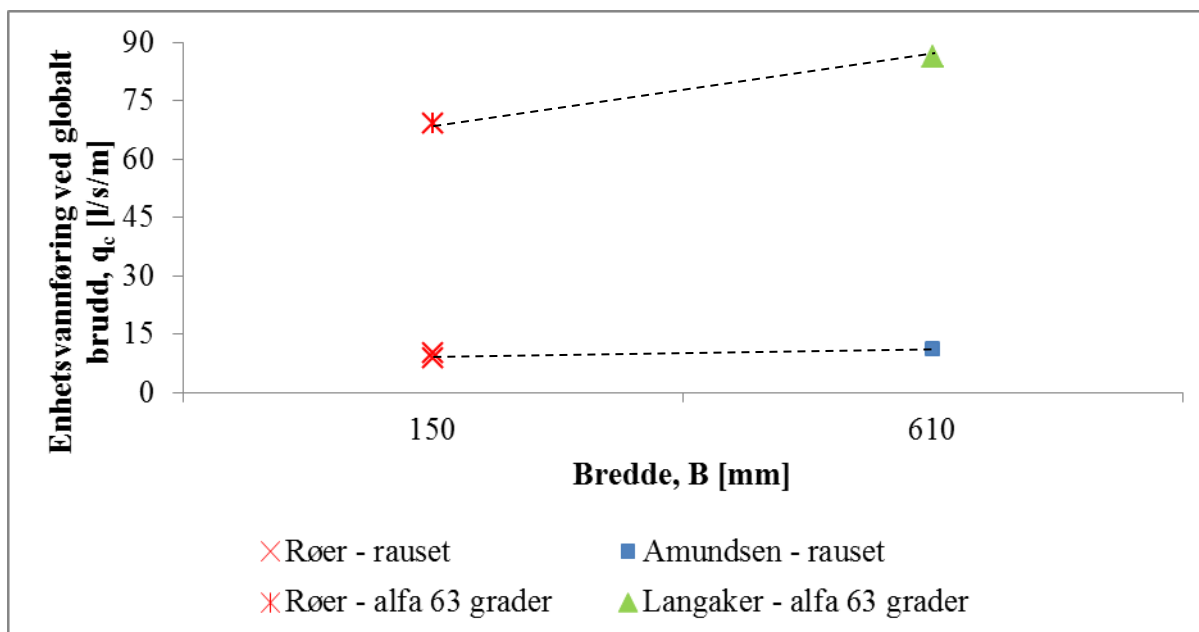
### **5.3 Sammenligninger med tidligere forsøk fra NTNU**

I dette avsnittet sammenlignes resultatene fra denne og tidligere oppgaver, og settes inn i et bredere perspektiv. Amundsen og Langaker gjennomførte som nevnt i 2.4.1 over henholdsvis 40 og 50 forsøk, med svært forskjellige oppsett.

#### **5.3.1 Dammens dimensjoner**

##### **Bredde**

Breddens betydning ble studert ved å sammenligne verdier fra tidligere masteroppgaver mot resultater oppnådd i dette semesteret. Figur 5.2 viser en graf over forsøk med like oppsett, gjennomført i renner med forskjellig bredde. Verdiene er tatt ut av Tabell 4.2. Det er sammenlignet resultater for rauset skråningsvern, og skråningsvern bygget som plastring med steinhelning på 63°. Det er stiplede linjer mellom de forskjellige breddene, for å skissere forskjell i global enhetsvannføring ved brudd.



**Figur 5.2: Betydning av dammens bredde**

Bredden spiller liten betydning for styrken til raset skråningsvern, indikert av tilnærmet vannrett linje i Figur 5.2. For plastringsstein lagt med helning er verdien noe høyere, og grafen mellom verdien har noe høyere stigningstall. Som nevnt i avsnitt 2.4.1, testet Langaker repeterbarheten for plastrede skråninger ved å gjennomføre fem forsøk med samme oppsett. Fra Tabell 4.2 kan man finne at gjennomsnittet av forsøk 1\_10 og 1\_5 er 77,7 l/s/m. Med denne verdien og det relativet standardavviket fra Langaker, er det synlig at de antatte verdiene skal ligge innenfor intervallet fra 67,6 - 87,7 l/s/m. Verdien ligger innenfor intervallet, og dermed har bredden i modellen trolig liten eller ingen innvirkning på bruddvannføringen.

## Høyde

I avsnitt 2.4.1 ble det presentert at forsøkene til Amundsen viste at høyden av dammene ikke hadde innvirkning på styrken. I denne oppgaven er det allikevel funnet andre tendenser. I avsnitt 0 er det presentert Figur 4.2, som kan gi en indikasjon på at høyden har en innvirkning på styrken til skråningsvernet. Det er gjennomført for få forsøk til å konstatere at det er en generell trend, men dette vil ytterligere forsøk avsløre. Økningen i enhetsvannføringen ved brudd fra forsøk 1\_5 til 1\_6 kan utledes av verdier i Tabell 5.1, og tilsvarer 63 %.

**Tabell 5.1: Utvalgte forsøk rangert etter høyde på dam**

Forsøk	1_5	2_4	1_6
Damhøyde [mm]	135	200	300
Vannstand oppstrøms magasin [mm]	262	307	413
Stille vannsnivå over damkrona ( $z_0 = z_1 - H$ ) [mm]	127	107	113
Enhetsvannføring første steins bevegelse [l/s/m]	50,1	76,5	98,9
Enhetsvannføring ved globalt brudd [l/s/m]	69,1	80,0	112,3

Flere faktorer kan føre til at høyden har innvirkning på styrken. Det kan argumenteres for at høyere dam gir større innlåsningskraft av steinene i skråningsvernet, men ettersom det ikke oppstod noen brudd i selve skråningsvernet er det grunn til å anta at dette har liten innvirkning. Dersom støttefyllingen er så tett at store deler av vannet ledes over plastringen i stedet for å strømme igjennom kan dette ha innvirkning. Da vil effekten av gjennomstrømning bli mindre, og dermed vil dammen med stor sannsynlighet bli sterkere. Tabell 5.1 fremstiller at stille vannsnivået oppstrøms dammen er høyest for den lave dammen. Det er gjennomført for få forsøk til å konkludere om hvorfor dammens høyde kan ha innvirkning, og er derfor ikke trukket noen slutninger.

### 5.3.2 Innlåsingsvinkel

Forklaringene gjennomført i avsnitt 3.6 beskriver hvordan god plastring skal legges. Sett i forhold til rauset skråningsvern økte innlåsningsvinkelen fra  $44^\circ$  –  $76^\circ$  for plastret erosjonsdekke. Økningen i innlåsningsvinkelen gir en indikasjon på innlåsningskraftens bidrag til den globale styrken i dekket.

En svakhet med kasseforsøket er at finérplaten er forholdsvis glatt. Et resultat av dette er at overgangen mellom platen og støttefyllingen trolig fungerer som en svakhetssone, slik at dekket sklir når vinklingen på kassen øker. Det er grunn til å tro at denne effekten vil minimeres ved å bruke et grovere underlag. Innlåsingsvinkelen vil trolig øke, og samtidig gi et mer pålitelig anslag.

I avsnitt 2.4.1 ble det presentert at Bajracharya gjennomførte et identisk forsøk, der det ble oppnådd en innlåsningsvinkel  $83^\circ$ . Årsaken til forskjellen i innlåsningsvinkel er trolig i forbindelse med definisjonen av brudd. I denne oppgaven er det som tidligere nevnt i avsnitt 3.7, at bruddet er definert som betydelige setninger i skråningsvernet med resulterende utbuling av dekket. Det er ikke definert bruddårsak i oppgaven til Bajracharya, men trolig er denne i forbindelse med første steins bevegelse eller lignende.

## 5.4 Sammenligninger eksisterende metoder

Modellforsøkene sammenlignes her med beregningsmodellene for midlere steinstørrelse gitt i avsnitt 2.3.2. Den internasjonale litteraturen er som tidligere nevnt utarbeidet på bakgrunn av helninger opp til 50 % - i motsetning til skråningshelningen til forsøkene i denne oppgaven som er 63 %. I større eller mindre grad er det også benyttet overtoppende strømning, og rauset skråningsvern for å utarbeide formlene for empirisk steinstørrelse i avsnitt 2.3.2. Disse tre faktorene kan gjøre at forsøkene utført i denne oppgaven kan være utenfor gyldighetsområdet – men kan samtidig være med på å utvikle dem videre.

Tabell 5.2 viser oversikt og rangering over beregningsmetodene som ble benyttet, gjennomført på bakgrunn av avviket fra observert steinstørrelse. For alle strømningssituasjoner har rangeringen vært lik, og Formel 2.10 (Khan & Ahmad, 2011) har vist best korrelasjon opp mot utførte forsøk. Hver strømningssituasjon blir gjennomgått og

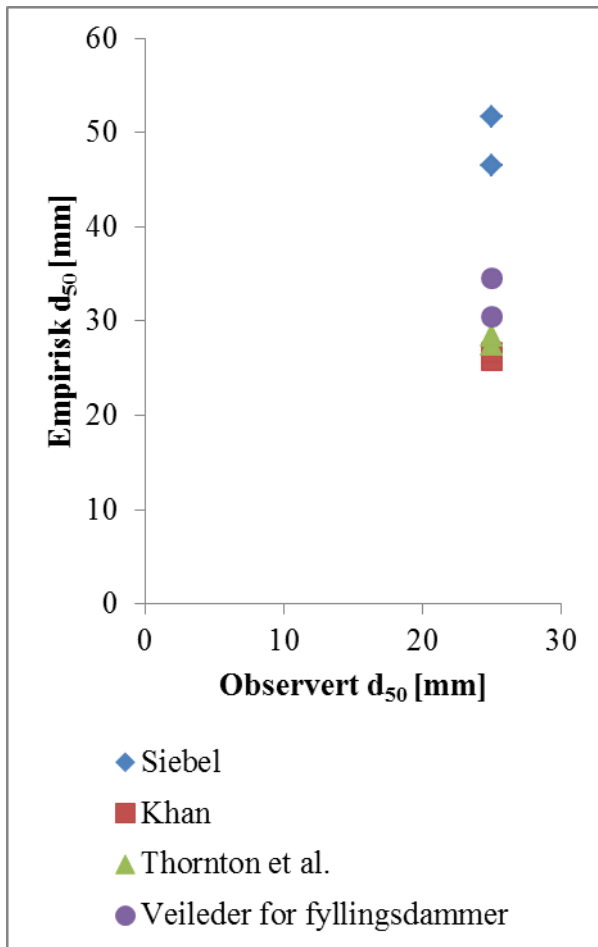
kommentert ytterligere i hvert sitt underkapittel, og beregninger gjennomført med Formel 2.10 vil bli behandlet i et eget delkapittel til slutt.

**Tabell 5.2: Rangering av formler for utregning av  $d_{50}$  - mot observert  $d_{50}$ .**

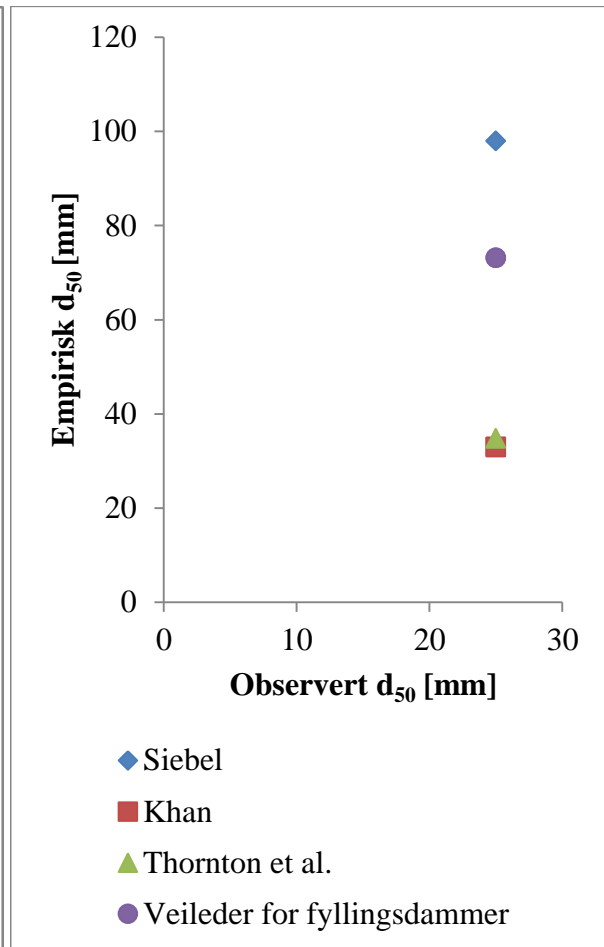
Strømningstype	Hentet fra	Formel	Gjennomsnittlig avvik fra observert $d_{50}$ [%]
Gjennomstrømning (rauset skråningsvern)	Khan & Ahmad	2.10	6
	Thornton et al.	2.11	10
	Veileder for fyllingsdammer	2.7	32
	Siebel	2.9	96
Gjennomstrømning (plastret skråningsvern)	Khan & Ahmad	2.10	32
	Thornton et al.	2.11	40
	Veileder for fyllingsdammer	2.7	196
	Siebel	2.9	296
Overtopping (plastret skråningsvern)	Khan & Ahmad	2.10	88
	Thornton et al.	2.11	94
	Veileder for fyllingsdammer	2.7	940
	Siebel	2.9	1056
Kombinasjon av gjennomstrømning og overtopping (plastret skråningsvern)	Khan & Ahmad	2.10	74
	Thornton et al.	2.11	82
	Veileder for fyllingsdammer	2.7	696
	Siebel	2.9	822

#### 5.4.1 Gjennomstrømning

I Figur 5.3 og Figur 5.4 er det skissert forsøk som er gjennomført med gjennomstrømmende vann. Figurene viser at det er større korrelasjon mellom observert og empirisk  $d_{50}$  for raset skråningsvern, enn for plastret.



**Figur 5.3: Raset skråningsvern utsatt for gjennomstrømning. Sammenligning av observert mot empirisk  $d_{50}$**



**Figur 5.4: Plastret skråningsvern utsatt for gjennomstrømning. Sammenligning av observert mot empirisk  $d_{50}$**

### Raset skråningsvern

En stor del av nasjonal og internasjonal forskning på erosjonssikring med stein har benyttet seg av rauset sikring. Erosjonssikring som bygges på denne måten utsettes ikke for innvirkninger på grunn av ferdigheter til de som utfører sikringen. Det som derimot har innvirkning er eksempelvis størrelse på stein, kvalitet på stein, helning ol. I avsnitt 2.3.2 presenteres artikkelen til Khan & Ahmad, og av de behandlede forsøkene fant de et avvik på  $\pm 20\%$  fra observerte til empiriske steinstørrelser. Dersom man sammenligner med plastret erosjonssikring er det betydelig større avvik, som vist i Tabell 5.2. Dermed kan man konkludere med at relativt sett gir rauset skråningsvern en større grad gitt sikkerhet. Bruddvannføringene er lavere enn for plastrede erosjonssikringer, men til gjengjeld får man i større grad verdier som kan gi en kjent sikkerhetsfaktor.

Det kommer tydelig frem av Tabell 5.2 at formlene er utviklet på bakgrunn av rausete erosjonsdekker, da man ser at det er best korrelasjon mot disse verdiene. Datagrunnlaget for Formel 2.11 (Thornton et al., 2014) og Formel 2.10 (Khan & Ahmad, 2011) bygger på relativt like data, og gir dermed avvik innenfor samme område, som sett i Tabell 5.2. Et avvik på



henholdsvis 10 % og 6 % blir sett på som lite, og formlene gir gode overslag for riktig steinstørrelse.

I Formel 2.7 (NVE, 2012) og Formel 2.9 (Siebel, 2007) er lagt inn sikkerhetsfaktor i begge, som er med på å øke det relative avviket. Formel 2.9 benytter som tidligere nevnt eksempelvis en sikkerhetsfaktor på 1,6 – som er med på å øke den midlere empiriske steinstørrelsen. Det er verdt å merke seg at uten sikkerhetsfaktor ville Formel 2.9 fått en midlere steinstørrelse på 31 mm, og dermed et relativt avvik på 24 % - som er betraktelig bedre enn 96 %.

## **Plastret skråningsvern**

Ettersom formlene for dimensjonerende steinstørrelse ikke er utviklet for plastrede skråningsvern er det naturlig å se større avvik for slike forhold. En generell trend er at avviket blir større, men samtidig viser Formel 2.11 (Thornton et al., 2014) og Formel 2.10 (Khan & Ahmad, 2011) fremdeles de laveste avvikene. De har avvik på henholdsvis 32 % og 40 %, noe som tilsier at det allerede for disse formlene er overdimensjonering sett i forhold til observerte verdier.

I henhold til Formel 2.7 (NVE, 2012) og Formel 2.9 (Siebel, 2007) er det et betraktelig større avvik. Det er tydelig at de innbygde sikkerhetsfaktorene og andre usikkerhetsmomenter bidrar til at midlere steinstørrelse blir betraktelig overdimensjonert. Fra Figur 5.4 er det tydelig at de ligger langt over de to mer presise formlene.

### **5.4.2 Overtopping og kombinasjon av gjennomstrømning og overtopping**

Fra Tabell 5.2 ser man at verdier utregnet med de empiriske formlene viser stort avvik fra observert steinstørrelse. Grafer av gjennomføringene er vedlagt i vedlegg E. Forsøksdammene som ble utsatt for slike strømmingssituasjoner tålte store vannføringer. Dette har resultert i at den utregnede steinstørrelsen blir stor, og dermed blir samtidig avviket stort.

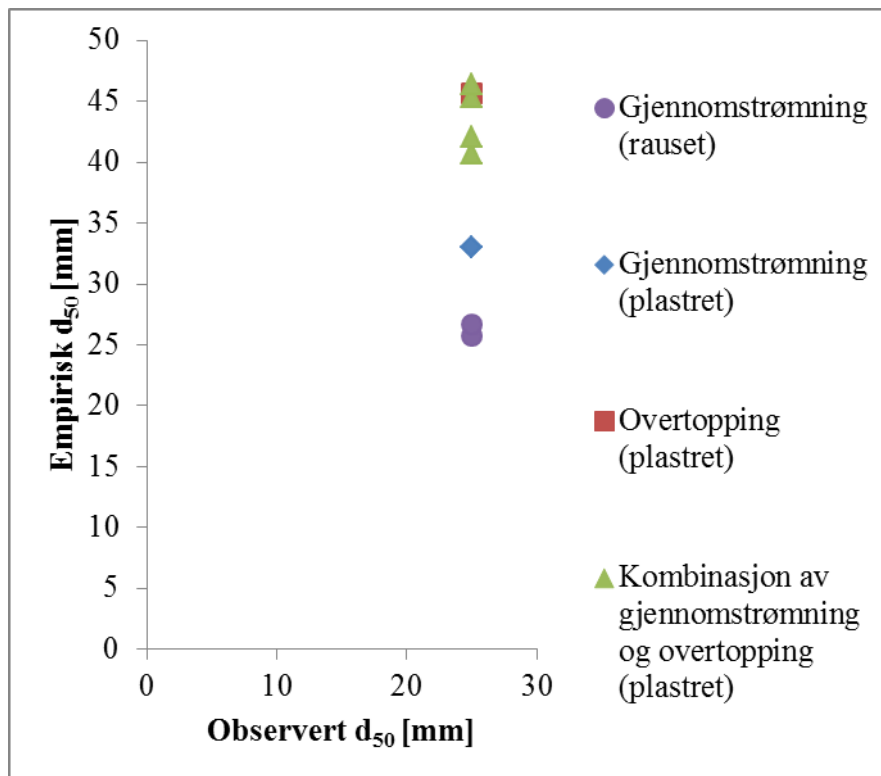
Det er interessant å se at Formel 2.11 (Thornton et al., 2014) og Formel 2.10 (Khan & Ahmad, 2011) gir relativt sett greie anslag på steinstørrelse, med kun en dobling. På den andre siden er det Formel 2.7 (NVE, 2012) og Formel 2.9 (Siebel, 2007), som gir opptil en tidobling av observert midlere steinstørrelse. Selv om de to sistnevnte har inkorporert sikkerhetsfaktor, gir disse formlene svært unøyaktige anslag.

### **5.4.3 Mest interessante tilnærming for plastrede steinfyllingsdammer i Norge**

Det er valgt å definere den mest interessante artikkelen som den som gir minst avvik fra den observerte midlere steinstørrelsen. Dette har vist seg å være Formel 2.10 (Khan & Ahmad, 2011). For alle strømningsforholdene har den gitt de mest nøyaktige anslag på steinstørrelse.

Figur 5.5 viser at selv for bratte skråninger, plastret skråningsvern og forskjellige strømningsforhold, gir formelen relativt sett akseptable verdier. Formel 2.10 er som nevnt i avsnitt 2.3.2 utarbeidet på bakgrunn av over 50 forsøk gjennomført av forskjellige personer.

Ettersom den er utarbeidet på bakgrunn av et bredt repertoar av forsøk, dekker den et vidt spekter av størrelser og helninger. Dette er trolig årsaken til at den skårer best.



**Figur 5.5: Sammenstilling av forskjellige strømningssituasjoner med Formel 2.10**

Ved videre forskning kan det være en mulighet å bruke denne formelen som basisgrunnlag eller utgangspunkt. En videreutvikling kan forhåpentligvis gjennomføres når flere forsøk er gjennomført, slik at den kan tilpasses plastrede skråninger med bedre nøyaktighet.

## 5.5 Bruddmekanismer i skråningsvern

I avsnitt 2.3.2 er det presentert fire forskjellige måter et erosjonsdekke av stein kan gå til brudd ved overtoppende vannstrømning. Resultatene fra forsøk gjennomført dette semesteret viser i mange tilfeller god korrelasjon med måtene å beskrive brudd på, selv for andre strømningstyper. I dette avsnittet diskuteres de forskjellige bruddsituasjonene som oppstod.

### Gjennomstrømning, rauset skråningsvern

Ved rauset erosjonssikring forekom alle bruddene i skråningsvernet. Den rausete sikringen gikk til brudd ved at noen få steiner ble dratt med av strømmen, og dette initierte det globale bruddet som oppstod rett etter. Denne bruddsituasjonen stemmer godt med definisjonen for modifisert slump i avsnitt 2.3.2. Sannsynlig årsak for brudd er at steinene lå i nærheten av friksjonsvinkelen for materialet, og at kun små påvirkninger skulle til for å skape bevegelse. Det hydrostatiske trykket som virket på den rausete sikringen ble dermed for stort og bruddet oppstod.

## Gjennomstrømning, plastret skråningsvern

Når plastret erosjonssikring ble utsatt for gjennomstrømning forekom alle bruddene også i skråningsvernet. Bruddmekanismen var av en annen type enn for rauset sikring, og det er ikke funnet noen metode for å forklare denne bruddmekanisme i litteratur.

I Figur 4.9 og Figur 4.10 er det fremvist to skisser av bruddene som oppstod ved gjennomstrømning i plastrede skråningsvern. Bruddene hadde lik oppførsel, men i forsøk 2\_1 avbildet i Figur 4.9 skjedde bruddet over lengre tidsperiode, mens i forsøk 3\_4 avbildet i Figur 4.10 skjedde bruddet plutselig. Hendelsesforløpet til forsøkene ville trolig vært annerledes dersom filteret i forsøk 2\_1 hadde vært festet til den underliggende risten, og dette har trolig medført at forsøket gikk til brudd ved et tidligere tidspunkt. For videre forsøk anbefales det å feste filteret, for å hindre at det presser plastringen ut.

## Overtoppende strømning og kombinasjon av gjennomstrømning og overtopping

Ved overtoppende vannstrømning ble det observert erodering av enkeltstein i kronen, som etter hvert kunne lede til at hele kronen ble revet av. Bruddmekanismen som forekom ved forsøkene kan beskrives som partikkelerosjon, definert i 2.3.2. Det er nevnt at dette er den vanligste erosjonsformen, og i syv av ni forsøk (ekskludert forsøk med rauset skråningsvern og låst damkrone) opptrådte dette.

En stor del av forsøkene i tidligere oppgaver oppnådde brudd i toppen dammene, og har sannsynligvis gått til brudd nettopp på grunn av partikkelerosjon. Dersom forsøksdammene er bygget uten kronevern, slik som i Amundsen sine forsøk, vil dette føre til en lokalerosjon i toppen - som vil resultere i tidligere brudd, og lavere bruddvannføring. Disse enkeltsteinene er utsatt for vekslende positive og negative hydrodynamiske krefter, som øker med økt hastighet. I avsnitt 2.2 er det presentert klassiske metoder for å finne stabil steinstørrelse i skråninger med strømmende vann. Det er lite formålstjenlig å gjennomføre beregninger med disse metodene, men de gir i stedet en god oversikt over hvilke krefter som virker på et legeme utsatt for strømningskrefter. Hvis den resulterende løftekraften  $F_L$  som virker på en stein i kronevernet overgår den neddykkete vekten,  $W$ , og andre stabiliserende krefter blir steinen dratt med av vannet og erodert.

På bakgrunn av Tabell 4.6 er det store indisier som tilsier at låst kronevern øker styrken betraktelig. Figur 4.12 presenterer også data på at det ikke ble oppnådd partikkelerosjon av enkeltstein i disse forsøkene. Det er en interessant observasjon at ved å låse kronen unngår man den bruddsituasjonen som opptrer hyppigst. Nettingen over kronevernet bidrar også til at det kan opptre moderate setninger uten at det inntreffer brudd. Disse to effektene medfører at den globale sikkerheten økes.

Bruddsituasjonen som oppstod ved låst kronevern skjedde ved høye vannføringer, etter lang tids setninger i skråningsvernet. I overgangen mellom kronevern og skråningsvern dannet det seg trolig en liten glippe som reduserte innspenningen i dette området. Figur 4.13 skisserer et

slikt brudd. Bruddsituasjonene er ikke definert i teori, men plastringen blir presset ut uten et tilsynelatende system.

## 5.6 Feilkilder

Forskning på plastring kan gi et bredt spekter av resultater, da det benyttes naturmaterialer og ingen forsøk er eksakt like. Dette gjør at det er potensielt mange og store feilkilder. I dette avsnittet er det søkt å nevne alle tilfeldige og systematiske innvirkninger og feilkilder som kan påvirke resultatene, slik at etterfølgere kan forbedre og øke nøyaktigheten på sine forsøk. Det er utført forsøk med én steinstørrelse, og det er derfor ikke lagt noe hensyn til å studere skalaeffekter i denne oppgaven.

I alle forsøk var det en digital klokke over modellen. Denne var synlig fra videokameraet, og fra fotoapparatet. Dette medførte en felles synkroniseringstid, og feil på grunn av kalibrering av utstyr kan dermed ikke forekomme.

### Målefeil

Frekvensomformereren ble ødelagt i løpet av perioden, og måtte inn til service. I de første forsøkene viste en fast frekvens samme vannføring, men dette forandret seg. For å utelukke feil fra denne, er den i liten grad benyttet i målinger. Der den er benyttet er det kontrollert for avvik.

Oppstrøms dammen var det en analog vannstandsmåler, og som Tabell 3.2 viser hadde denne en nøyaktighet på 0,1 mm. Dette sees på som tilstrekkelig nøyaktig, ettersom det var bølger på overflaten. Ved brudd ble det øverste våte området på en pinne i magasinet målt, og fungerte som veiledende magasin vannstand ved brudd. For denne typen instrumentering er det grunn til å tro at et avvik på rundt fem millimeter er gjeldende. Et mer nøyaktig måleinstrument ville dermed gitt en mer nøyaktig verdi, men eksempelvis bølger ville motvirket denne nøyaktigheten. I henhold til nøyaktigheten i oppgaven ble pinnen sett på som tilstrekkelig. Ved v-overløpet var det derimot mer stabil vannstand, og et digitalt måleinstrument ble benyttet i dette området. Det bidrar til beregning av mer nøyaktig vannføring.

Forsøkene gjennomført i denne oppgaven er målt med manuelle instrumenter. Det vil til enhver tid være en viss grad av usikkerhet, men for å minimere denne er det gjennomført følgende tiltak:

- **Kalibrere utstyr**

Vekter ble kalibrert med lodd

- **Øke antall gjentak**

For å få konsekvente målinger, og dermed nøyaktige kornfordelingskurver av støttefylling og plastringsstein ble det gjennomført målinger av et stort utvalg. For alle stabile vannstander ble det tatt tre målinger med ti sekunders mellomrom av vannstand ved v-overløpet. Dette ga muligheten til å se at vannstanden var stabil da målingen ble tatt, og målingene kunne midles for å gi mer nøyaktig verdi.

- **Ulike metoder for å løse samme oppgave**

For å kontrollere vannføringsmålinger gjort i v-overløpet ble det også gjennomført konvensjonelle målinger med bøtte og stoppeklokke. Dette ga ingen nøyaktig måling, men virket som en god indikator på om verdiene stemte.

## **Laboratorieeffekter**

Den mest utfordrende delen av dette forsøket er å kontrollere og eventuelt ekskludere ubetydelige faktorer, bortsett fra den ene faktoren man ønsker å analysere. For å kontrollere og ekskludere slike faktorer er det benyttet erfaringer fra tidligere masteroppgaver ved NTNU. Tåområdet ble derfor låst mot utglidning.

I de innledende forsøkene ble det observert store vibrasjoner i modellen. Selve modellen var dårlig fundamentert, samtidig som vannet traff enden i del I i Figur 3.1 med stor kraft. For å fjerne disse vibrasjonene ble det installert et vannstandsprang av plexiglass oppstrøms avløpet. Etter dette forsvant store deler av vibrasjonene, men ved enhetsvannføringer over 100 l/s/m forekom det fremdeles noe. Dette vil ha innvirkninger, og det er en systematisk feil som går igjen.

Utvelgelsen av plastringsstein skjedde med øyemål, og dette har medført at et stort antall av steinene er avlange. Dette gjør at dammene blir mer stabile, samt lettere å plastre. Det er grunn til å anta at steinene gjør skråningsvernet i modellforsøket sterkere enn de egentlig burde være.

Modellen var i noen områder utsatt for korrosjon, som medførte lekkasjer. De største lekkasjene ble tettet, men det var ikke mulig å tette alle. Lekkasjene fant stort sett sted oppstrøms dammen, og er dermed en systematisk feil av liten betydning for gjennomføringen av forsøkene.

Under utførelse av forsøk var det i de fleste tilfeller én person tilstede, og dette gjorde at man ikke kunne dokumentere alle hendelser som opptrådte. Amundsen og Langaker nevnte dette i sin rapport, «*Under analyse av resultatvideoene er det veldig fort gjort å overse viktige hendelser*» (Amundsen, 2012). Viktige hendelser kan eksempelvis være erosjon av én stein.

For å løse dette problemet ble det installert en rist nedstrøms dammen. Denne fanget opp løse stein, og det var da lett å notere ned i forsøksjournalen i hvilket intervall steinen hadde løsnet. Da kan man gå over videomateriale i ettertid å finne nøyaktig tidspunkt – uten å se igjennom utallige timer med video.

### **Treghet i vannveien**

Det tok tid før vannføringen fra pumpen var den samme i hele modellen på grunn av treghet i vannveien. Dette medførte usikkerhet i forhold til eksakt vannføring ved brudd. Brudd kom i de fleste tilfeller rett etter vannføringsøkning, dermed er det naturlig å tro at vannføringen ved brudd var nærmere stabil vannføring før økning, enn etter.

### **Raske vannføringsøkninger**

Raske og høye vannføringsøkninger skapte akselerasjon i vannet. Denne akselerasjonen påvirket i spesielt stor grad kronen på forsøksdammene, og eroderte enkeltstein der. For å senke denne effekten var det mulig å benytte lave vannføringsøkninger. Dette medvirket derimot til at forsøkene tok lang tid å gjennomføre. I forsøk gjennomført i denne oppgaven er det benyttet vannføringsøkninger rundt 2 – 4 l/s/m, som spesifisert i Vedlegg B. I forsøk der ekstra pumper ble benyttet var økningen i enkelttilfeller opp mot 40 l/s/m, som trolig har hatt innvirkning på resultatene oppnådd i denne oppgaven.

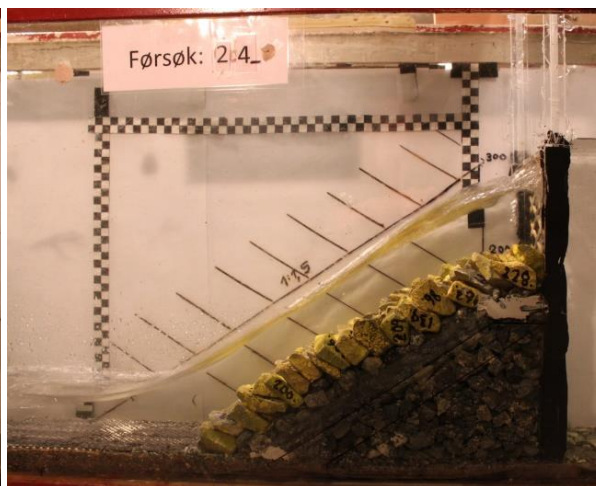
### **Støttefylling ved gjennomstrømningsforsøk**

En god del av forsøkene ble gjennomført med samme oppsett som tidligere, der det blir benyttet en vertikal rist på oppstrøms side av skråningsvernet. Dette minsket arbeidet ved oppsetting da det var mindre støttefylling å legge ut, og ble i tidligere oppgaver ansett som ubetydelig i forhold til stabiliteten av nedstrøms skråning. Effekten av lite støttefylling medførte derimot som tidligere nevnt at gradienten gjennom skråningsvernet ble høyere, og vannet påførte dermed større kraft på plastringen. Det er derfor grunn til å anta at skråningsvernet gikk til brudd ved lavere vannføring. Dermed burde det legges ut mer støttefylling.

Figur 5.6 og Figur 5.7 viser to dammer med lik oppbygging, men i 2\_4 er det også støttefylling. 2\_4 gikk til brudd ved en enhetsvannføring som er nesten tre ganger så stor som 2\_2, så påvirkningen fra støttefyllingen er betydelig. I gjennomstrømningsforsøkene er det trolig benyttet for lite støttemasse, og dette har resultert i tidligere brudd enn ønskelig.



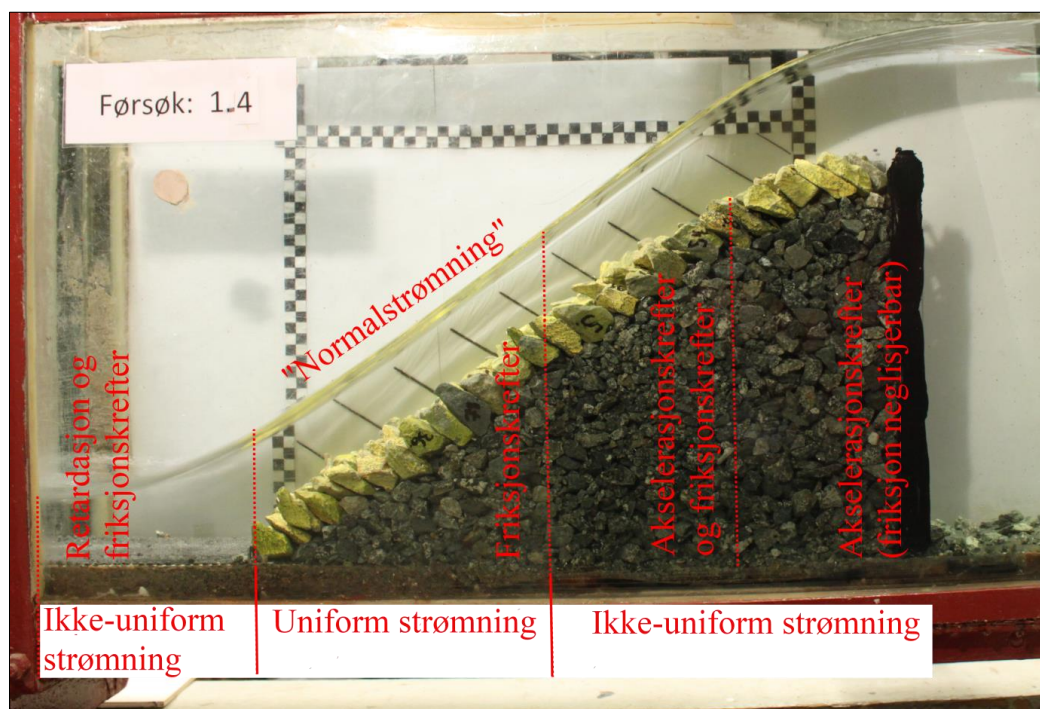
Figur 5.6: 2\_2 rett etter brudd. Utsatt for gjennomstrømning



Figur 5.7: 2\_4 rett etter brudd. Utsatt for gjennomstrømning og overtopping

### Oppnåelse av normalstrømning

Det var i forsøkene tilstrebet å oppnå normalstrømning i skråningsvernet, som skissert i Figur 5.8. De fleste forsøkene ble gjennomført med 200 mm høye dammer, som igjen medførte mindre grad av normalstrømning enn fullt ønskelig. Dette er ikke tilstrekkelig høyt for å lage normalstrømning på nedstrøms skråning, men var et kompromiss for å få dammene til å gå til brudd (200 mm). For å få til dette ved senere forsøk anbefales det å minke midlere steinstørrelse, slik at forsøksdammene kan gå til brudd – selv ved høye dammer og normalstrømning. Det var forøvrig lite luftinnblanding i forsøkene i kontrast til virkeligheten som har betydelig mer.



Figur 5.8: Oversikt over strømningssituasjon over 300 mm høy dam





## 6 Konklusjon

---

Etter endt forsøksprogram konkluderes det med at forskjellige strømningsforhold har betydelig innvirkning på styrken til et plastret erosjonsdekke. Forsøk med overtoppende strømning gir høyeste bruddvannføringer, med verdier i intervallet fra 117 – 153 l/s/m, gjennomstrømmende vann gir de laveste, med verdier fra 27 – 28 l/s/m, mens en kombinasjon av begge strømningsforholdene ligger i området fra 69 – 157 l/s/m.

Indisier tyder på at vann som strømmer gjennom dammen medfører en ugunstig situasjon, som gjør at innlåsing, kontakten og forbandet til steinene mister en stor del av sin funksjon. Dette er i motsetning til overtopping, som trolig har en stor stabiliserende effekt på plastringslaget. Datagrunnlaget i oppgaven er for lite til å konkludere med entydige svar, men en antagelse trekkes frem. Det kan tyde på at overtoppende vann reduserer den ugunstige strømmingen gjennomstrømmende vann medvirker med når det opptrer er en kombinasjon av de to strømmingstypene. Et viktig moment må være at lave vannføringer kan skape hydrauliske situasjoner som er verre enn høye. Det er eksempelvis i denne oppgaven kommet frem at steinfyllingsdammer har lavere styrke for gjennomstrømmende vann, og ryker på en betraktelig lavere vannføring enn ved overtopping. Det er derfor viktig å evaluere flere strømmingstilfeller ved dimensjonering av en dam.

I henhold til krav iii) i Tabell 3.6 skal forholdet mellom lengste og korteste akse av en stein være mindre enn 3, for at steinen skal brukes til plastret erosjonssikring. 27 % av steinene benyttet i dette forsøket er ikke innenfor dette kravet. Det er viktig å merke seg at selv om steinene ikke var godkjent i forhold til det overnevnte krav, har de allikevel i de fleste tilfellene vist stor motstand mot brudd.

Det er valgt å definere den mest interessante artikkelen som den som gir minst avvik fra den observerte midlere steinstørrelsen. Dette har vist seg å være Formel 2.10 (Khan & Ahmad, 2011). For alle strømningsforhold har den gitt mest nøyaktige anslag på steinstørrelse, med overdimensjonering fra 6 % – 88 % fra observert midlere steinstørrelse.

Det ble ikke funnet tegn på at bredden i modellen hadde innvirkning på styrken av rauset eller plastret skråningsvern, da middelverdien for forsøk gjennomført i denne oppgaven ligger innenfor standardavviket fra tidligere oppgaver. Høyden på dammen har trolig innvirkning på den totale styrken i et plastret dekke, da økt høyde gir større motstand mot brudd. Den relative økningen fra to forsøk med likt oppsett, men forskjellige høyder på 135 mm og en 300 mm ga en økning i enhetsvannføringen ved brudd på 63 %.

Det er vanskelig å kvantifisere om eventuelle plastringsferdigheter blir bedre over tid. Det er diskutert om tidsbruk på plastring, økt antall stein i kronevern og om eventuelle løse stein i kronervernet kan brukes som et mål på dette. Disse parameterne er forkastet, da nøyaktighet, presisjon og kornfordeling av plastringsstein har for store innvirkninger på disse punktene. Det er gjennomført for få forsøk, samtidig som oppsettene har vært for ulike til å konkludere med at dammene er blitt sterkere i løpet av forsøksperioden. Derimot er det en metode som trolig kan beskrive at erfaring har innvirkning på resultatene. Stor variasjon i antall stein kan

tyde på at den som gjennomfører plastringen evner å utnytte en større del av steinfraksjonene på en effektiv måte. Dersom de «dårlige» steinene blir inkorporert mellom de gode, dannes det allikevel et godt forband og god kontakt med omkringliggende steiner.

Det ble observert setninger i skråningsvernet på alle forsøk. Av den totale plastrede lengden ble det i et forsøk registrert 4 % setninger, som tilsvarer halvannen ekvivalent steinstørrelse. I 6 av 13 forsøk ble det også observert stein som kunne trekkes ut av skråningsvernet uten synlig påvirkning av andre steiner. Ingen av disse steinene ble erodert, og setningene i skråningsvernet medførte at steinene var innlåst etter forsøk – såfremt dammen ikke gikk til fullstendig brudd.

Når plastret erosjonssikring ble utsatt for gjennomstrømning forekom det kun brudd i skråningsvernet. Ved overtoppende vannstrømninger ble det observert erodering av enkeltstein i kronen, som etter hvert kunne lede til at hele kronen ble revet av. Bruddmekanismen som forekom ved overtopping kan beskrives som partikkelerosjon, definert i 2.3.2. I syv av ni forsøk (ekskludert forsøk med rauset skråningsvern og låst damkrone) opptrådte dette. Ved å låse kornevernet oppstod det ikke erosjon av enkeltstein, og man unngikk dermed den bruddmekanismen som litteraturen omtaler som den hyppigst opptredende.

Bruddsituasjonen som oppstod ved låst kronevern skjedde ved høye vannføringer, etter lang tids setninger i skråningsvernet. I overgangen mellom kronevern og skråningsvern dannet det seg trolig en liten glippe som reduserte innspenningen i dette området. Figur 4.13 skisserer et slikt brudd. Bruddsituasjonene er ikke definert i teori, men plastringen blir presset ut uten et tilsynelatende system.

## 7 Videre arbeid

---

For å få gode empiriske formler som effektivt og nøyaktig kan gi dimensjonerende steinstørrelse for plastret erosjonsvern gjenstår det mye arbeid. Det må gjennomføres forsøk på flere dammer, da plastring er et naturlig material med stor variasjon i parametere. God dokumentasjon og behandling av data er av viktig, både for egen og andres bruk av dataene.

Innlåsingsvinkelen gir som nevnt en indikasjon på at plastring øker skråningsvernets styrke, men det er ikke funnet noen ytterligere bruk for disse resultatene. Et alternativ til å måle innlåsingsvinkel kan være å måle innlåsingskraften fra omkringliggende steiner med en enkel fjærvekt. Innlåsingskraften kan undersøkes høyt og lavt i damskråningen, og før og etter dammen er utsatt for vannstrømning. Da kan man kvantifisere om det er forskjell i denne kraften eksempelvis i damtåen eller ved kronen, og samtidig se hvor stor betydning setningene i dammen har.

Det burde i fremtidige forsøk bygges høye dammer der man oppnår normalstrømning i skråningen. Da kan man samtidig undersøke om det er en sammenheng mellom økt høyde og styrke. For å finne tilstrekkelig høyde kan det gjennomføres innledende forsøk, hvor grove dammer som ikke oppnår brudd kan bygges. Da kan strømmingene studeres, og gode forsøksoppsett lages. For å ha tilstrekkelig kapasitet i rennen, og få brudd i alle dammer burde det benyttes relativt små plastringsstein. Det vil ta lenger tid å plastre dammen, men resultatene vil trolig bli bedre – samt innspart tid ved etterbehandling av data. Uten ekstra kapasitet er det ikke mulig å få forsøkene til brudd – og resultater blir vanskeligere å tolke.

For å undersøke betydningen av å benytte seg av naturmaterialer, kan det være interessant som nevnt i avsnitt 5.1.1 å benytte et større utvalg fraksjoner til plastring. Det kan også gjennomføres forsøk der man ikke måler hver eneste stein, men i større grad gjør utvelgelsen med øyemål. For å øke nøyaktigheten på utvelgelsen kan en god fremgangsmåte være som følgende:

- Legg frem minste, ideal og største stein. Disse kan virke som en mal for utvelgelsen av andre steiner. På bakgrunn av dette velger man ut steiner, og sjekker hvor stor grad av samsvar med regelverk det skaper. Hvordan resultater får man eventuelt av å gjøre det på denne måten. Blir dammene sterkere eller svakere med velgraderte masser?

Det burde benyttes mer støttefylling, eller eventuelt filter som festes til underlaget i fremtidige forsøk. Et interessant punkt er hvorvidt disse filtrene danner en svakhetssone som medfører at dammene går til brudd, som omtalt som et opptredende problem i avsnitt 2.3.2.

I fremtidige forsøk kan det være en idé å undersøke forskjellige strømningsforhold i forskjellige serier. Det kan dermed bli lettere å få oversikt over gjennomførte forsøk, når delingen er logisk. Databehandling i ettertid vil bli lettere, og mer oversiktlig.

Det endelige målet med det fremtidige arbeidet burde være å utarbeide en ny formel som i tillegg til parameterne i eksempelvis Formel 2.10 inkorporerer helning av stein og høyde på dam (dersom den har betydning).

## 8 Referanser

---

Abt, S. R. & Johnson, T. L. (1991) *Riprap design for overtopping flow*. J. Hydraulic Eng. Vol. 117, no. 8

Abt, S. R., Thornton, C. I., Scholl, B. A. & Bender, T. R. (2013) *Evaluation of overtopping riprap design relations*. Journal of the American Water Resources Association, Vol. 49, No.4

Amundsen, J. M. (2012) *Laboratorieforsøk av plastring av nedstrøms skråning på steinfyllingsdammer*. Masteroppgave: NTNU, 2012, Trondheim.

Blodgett, J. C. & McConaughy, C. E. (1986) *Evaluation of Riprap Design Practices. Volume 2 av: Rock Riprap Design for Protection of Channels Near Highway Structures*. U.S. Geological Survey, Water-Resources Investigations, Report 86-4128.

Bajracharya, P. (2013) *Throughflow capacity of downstream slope and rip rap structure of Kulekhani dam*. Masteroppgave: NTNU, 2013, Trondheim.

Brown, S. A. & Clyde, E. S. (2000) *Design of Riprap Revetment SI*. U.S. Department of Transportation, Hydraulic Engineering Circular No. 11 (HEC 11)

Bunte, K. & Abt, S. R. (2001) *Sampling Surface and Subsurface Particle-Size Distribution in Wadable Gravel- and Cobble-Bed Streams for Analyses in Sediment Transport, Hydraulics, and Streambed Monitoring*. U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Rocky Mountain Research Station. Fort Collins.

Chow, V. T. (1959) *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill civil engineering series. New York.

CIRIA (2007) *The Rock Manual: The Use of Rock in Hydraulic Engineering: C683*. 2nd revised edition

Damsikkerhetsforskriften (2009) *Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg*. Olje- og energidepartementet.

EBL Kompetanse (2005) *Stability and breaching of embankment dams, Report on Sub-project 2 (SP2), Stability of downstream shell and dam toe during large through-flow*. Nr 186/2005 Oslo: EBL Kompetanse AS.

Falkenberg, T. L. (2013) *Erosjonssikring av elvebunn nedstrøms dammer fundamentert på løsmasser*. Masteroppgave: NTNU, 2013, Trondheim.

Fleck, L. (1935) *Genesis and Development of a Scientific Fact*. University of Chicago: Library of Congress Cataloging-in-Publication Data.

Forvaltningspraksis ved norsk damsikkerhet (2011) *Forvaltningspraksis ved norsk damsikkerhet – Et sammenlignende stadium av regelverk og forvaltningspraksis rundt damsikkerhet i Norge*. Rapport nr: RA 684931-01. Energi Norge AS – EnergiAkademiet.

Hjelmeland, K. (2013) *Muntlig referanse, samtale med gravemaskinfører på Svartevassdammen*. 19.09.13

International Standard (2008) *Hydrometry – Open channel flow measurement using thin-plate weirs, ISO1438:2008(E)*. Geneva, Switzerland.

Jenssen, L. & Tesaker, E. (2009) *Veileder for dimensjonering av erosjonsikringer av stein*. Oslo: NVEs hustrykkeri.

Johannessen, O. M. (2005) *Varmere, våtere og villere*. Kronikk 4. mars 2005.  
<http://www.forskning.no/Artikler/2005/mars/1109681565.21>

Khan, D. & Ahmad, Z. (2011) *Stabilization of Angular-Shaped Riprap under Overtopping Flows*. World Academy of Science, Engineering and Technology. Vol:5.

Kjærnsli, B., Valstad, T. & Høeg, K. (1992) *Rockfill dams: design and construction*. Hydropower development, volume 10.

Langaker, O. K. (2013) *Plastring av nedstrøms skråning på fyllingsdammer. Prototyp- og modellforsøk*. Masteroppgave: NTNU, 2013, Trondheim.

Lia, L., Vartdal, E. A., Skoglund, M. & Campos, H. E. (2013) *Rip Rap Protection of Downstream Slopes of Rock Fill Dams – A Measure to Increase Safety in an Unpredictable Future Climate*.

Norsk Standard (2013) *Vassbyggingsstein (Armourstone) Del 2: Prøvmetoder, NS-EN 13383-2:2013*. Standard Norge

NVE (2007) *Retningslinjer for fyllingsdammer*. Oslo: NVEs hustrykkeri.

NVE (2010) *Vassdragshåndboka. Håndbok i Vassdragsteknikk*. Ny revidert utgave. Trondheim: Tapir akademisk forlag.

NVE (2012) *Veileder for fyllingsdammer*. Oslo: NVEs hustrykkeri.

Oxford English Dictionary (2014) *"scientific method"*. OED Online. Oxford University Press.  
<http://www.oed.com/view/Entry/383323?redirectedFrom=scientific+method> (Hentet 30 april 2014).

Robinson, K. M., Rice, C. E. & Kadavy, K. C. (1998) *Design of rock chutes*. Transactions of the ASAE. Vol. 41 no. 3. American Society of Agricultural Engineers.

Statens vegvesen (2005) *Håndbok 014 Laboratorieundersøkelser. 14.432 Kornfordeling ved sikting*. Andre utgave.

Vannressursloven (2009) *Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (damsikkerhetsforskriften)*. Olje- og energidepartementet

Thornton, C. I., Abt, S. R., Scholl, B. N. & Bender, T. R. (2014) *Enhanced Stone Sizing for Overtopping Flow*. Journal of Hydraulic Engineering. Technical Note.

Throner, R. H. (editor) (2001) *Engineering geology field manual*. Second Edition. Volume II. U. S. Department of Interior, Bureau of Reclamation.

Tiptex, (2014) *Tiptex geotextiles - Technical specification*. Tilgjengelig fra:  
<http://www.tiptex.hu/sites/www.tiptex.hu/files/2011%20%20Natur%20range.pdf>  
[23.05.2014]

**A. Vedlegg – Beskrivelse av forsøkene**

**B. Vedlegg – Enhetsvannføring i modell**

**C. Vedlegg - Støttefylling**

**D. Vedlegg – Eksempel på mal for dokumentering av forsøk**

**E. Vedlegg – Sammenligning med eksisterende teori**



## Vedlegg A – Beskrivelse av forsøkene

---

Under følger en kort beskrivelse av forsøkene gjennom tekst, tabeller og bilder. Vedlegget er laget for å gi et raskt overblikk og innsikt over de aktuelle forsøkene.

I de to første forsøksseriene var det tilgjengelig ett videokamera. Dette videokameraet ble brukt til å dokumentere forløpet til forsøket normalt på nedstrøms skråning. Skjermbilder fra disse videoene er brukt til å vise oppsett og forløp, og egner seg godt til å se forandringer av plastringen i løpet av forsøket. I forsøksserie tre ble det i tillegg ledig et videokamera til. Dette ble plassert skrått fra siden, og var meget godt egnet til å dokumentere bruddøyeblikk. Et privat fotoapparat ble i tillegg plassert på siden av dammene og bilder ble tatt før og etter hvert forsøk, samt hver gang det ble oppnådd stabil vannføring. Videokameraer er å foretrekke, men fotoapparat er et greit alternativ.

Uavhengig av pådrag på frekvensomformerer tar det 50 sekunder før oppstrøms magasin vannstand stabiliserer seg, og 90 sekunder før nedre magasin vannstand er stabil. For å få konsekvente resultater er det mellom hver økning vært stabil vannføring i minimum tre minutter.

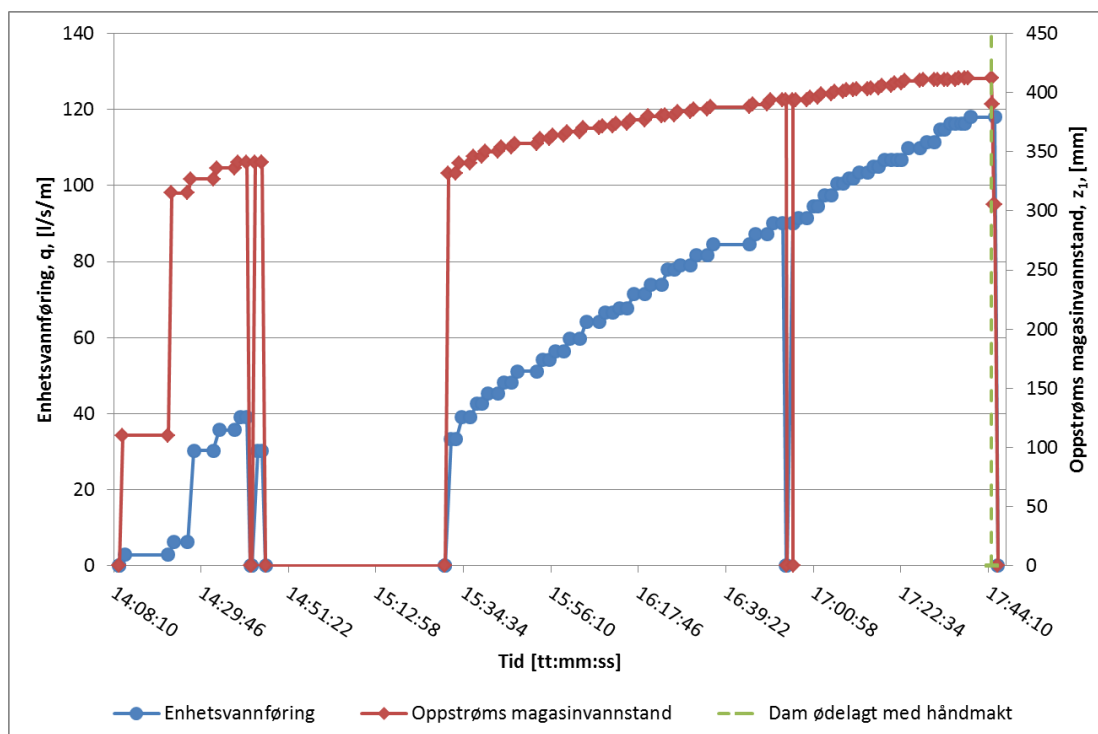
For å redusere størrelsen på vedlegget er alle bilder komprimert. Dette har redusert kvaliteten noe, men gir allikevel et generelt inntrykk av forsøkene. Originaldokumenter finnes på harddisk på NTNU.

### Beskrivelse av forsøk:

Ingen løse steiner i plastring når man kjenner på hele dammen etter plastring. Forsøket starter 14:09:31, og går i snau 30 minutter uten problemer. 14:38:53 stopper vannføringen, og tørrelegger hele dammen. Har opplevd dette tidligere under vannføringsmålinger tidligere, men har stort sett skjedd etter lang tids kjøring av pumpene. Skruv av og starter Danfoss frekvensomformereren på nytt, men den slutter å virke etter kun kort tid. "Internal fault: 2561 [A38]" – som er et tegn på at det er noe galt med hovedkortet.



Reinstallerer Danfoss frekvensomformereren, noe det blir brukt ca 45 minutter på. Deretter virker alt frem til 16:53:25, da den slutter å virke igjen. Skruv av og starter på nytt. Resultatet at man skruv av og på vannet påvirker resultatet av forsøket, ettersom demningen setter seg og blir fastere etter påkjønning fra vannet. Kl 17:44:55 er samtidig vannstanden ved innløpet til pumpen så høyt at vannet renner ut. Det kan sees fra bilder at det dannes normalstrømning langs plastringen, da vannoverflaten er parallell med plastringsoverflaten. 300 mm er dermed en ideel høyde i forhold til å få til dette. For å undersøke om det er mulig med brudd påvirkes plastringen av hendene til forsøkspersonen ved en vannføring på 118,1 l/s/m. Dammen går til totalt brudd. Dette resultatet blir ikke brukt videre, men det ble kartlagt at dammen faktisk går til brudd.



Bilder tatt fra videokamera normalt på damskråning:



<p>Begynnelse av forsøk, <math>q= 2,8</math> l/s/m. Første plastring av nedstrøms skråning er brukt god tid på å gjøre ordentlig, dermed ingen løse steiner.</p>	<p>Stabil situasjon ved maks vannføring. <math>q= 118,1</math> l/s/m.</p>	<p>For å undersøke om dammen går til brudd ble det løftet på noen steiner i plastringen. Resulterte fullt brudd. <math>q= 118, 1</math>/s/m</p>	<p>Etter forsøk. Totalt brudd, men brukes ikke som resultat på grunn av ødleggelse av forsøksperson.</p>
--	---	---	--



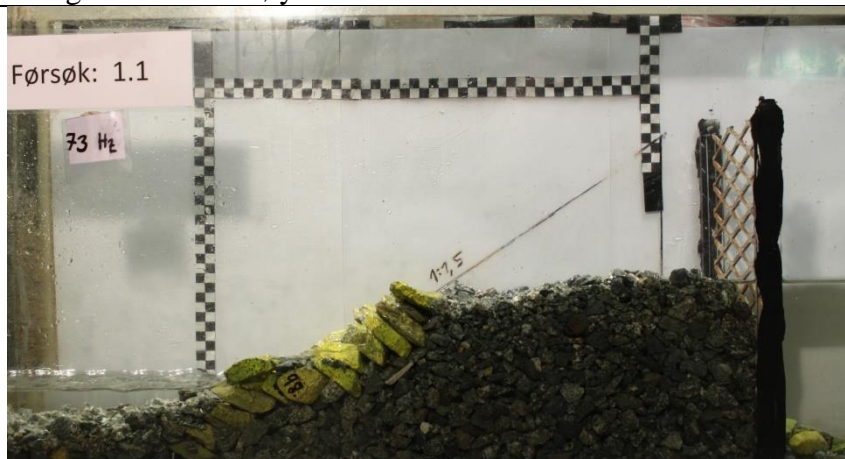
## Bilder tatt fra siden med fotoapparat:



Før forsøk. Dammen ble plastret med noe for høy helning på plastringsteinene, som i senter ligger opp mot 90°. Dette har trolig bidratt til å øke styrken til dammen.



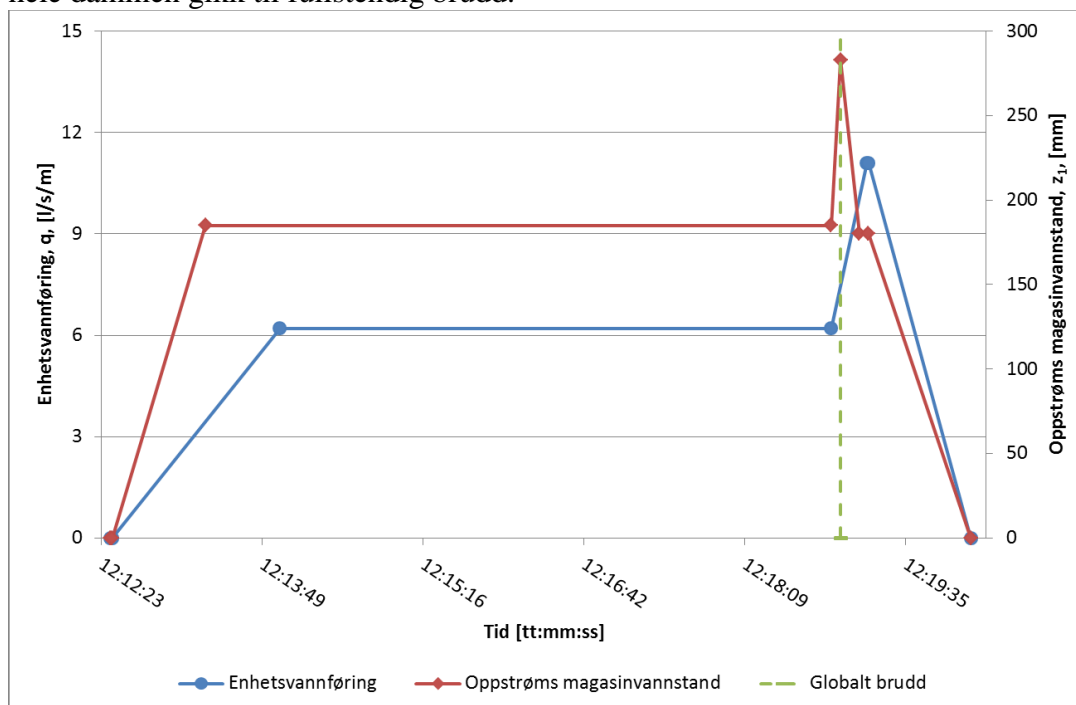
Dammen utsatt for maksimal vannføring.  $q = 118,1$  l/s/m. Dammen er høy nok til å danne enhetsvannføring i senter av damkroppen. Dette kan sees av at vannoverflaten er paralell med plastringsoverflaten. Høyden er dermed ideel i forhold til videre testing.



Totalt brudd på grunn av menneskelig innvirkning på plastring. Dette skjedde ved  $q = 118,1$  l/s/m.





## Beskrivelse av forsøk:

Dumpet plastring. Skal prøve å etterskape forsøk nr 3.17 gjennomført av Jon Magnus Amundsen fra våren 2012. Samme oppsett, men dette forsøket inkluderer kronevern. Forsøk som startet 12:12:29, og som gikk til globalt brudd etter seks minutter og 31 sekunder. Enhetsvannføringen på **6,2-11,1** l/s/m resulterte i en oppstrøms magasin høyde,  $z_1 = 283$  mm, og dermed ikke i overtopping. Bruddet ble initiert rett over damtåen, som igjen resulterte i at hele dammen gikk til fullstendig brudd.





Bilder tatt fra videokamera normalt på damskråning:

			
<p>Før forsøk. Dumpet plastring.</p>	<p>Stabil vannføring og dam før økning som resulterer i brudd <math>q=6,2</math> l/s/m.</p>	<p>Dam under brudd. Vannet strømmer ut i tå og et lite stykke oppover. Bruddet starter i område rett over tårusten. <math>q=6,2-11,1</math> l/s/m.</p>	<p>Etter forsøk. Totalt brudd, og ødeleggelse.</p>

## Bilder tatt fra siden med fotoapparat:



Før forsøk.

Dammen utsatt for stabil vannføring. Neste vannføringsøkning resulterer i globalt brudd.  $q=6,2$  l/s/m

Etter forsøk. Totalt brudd.

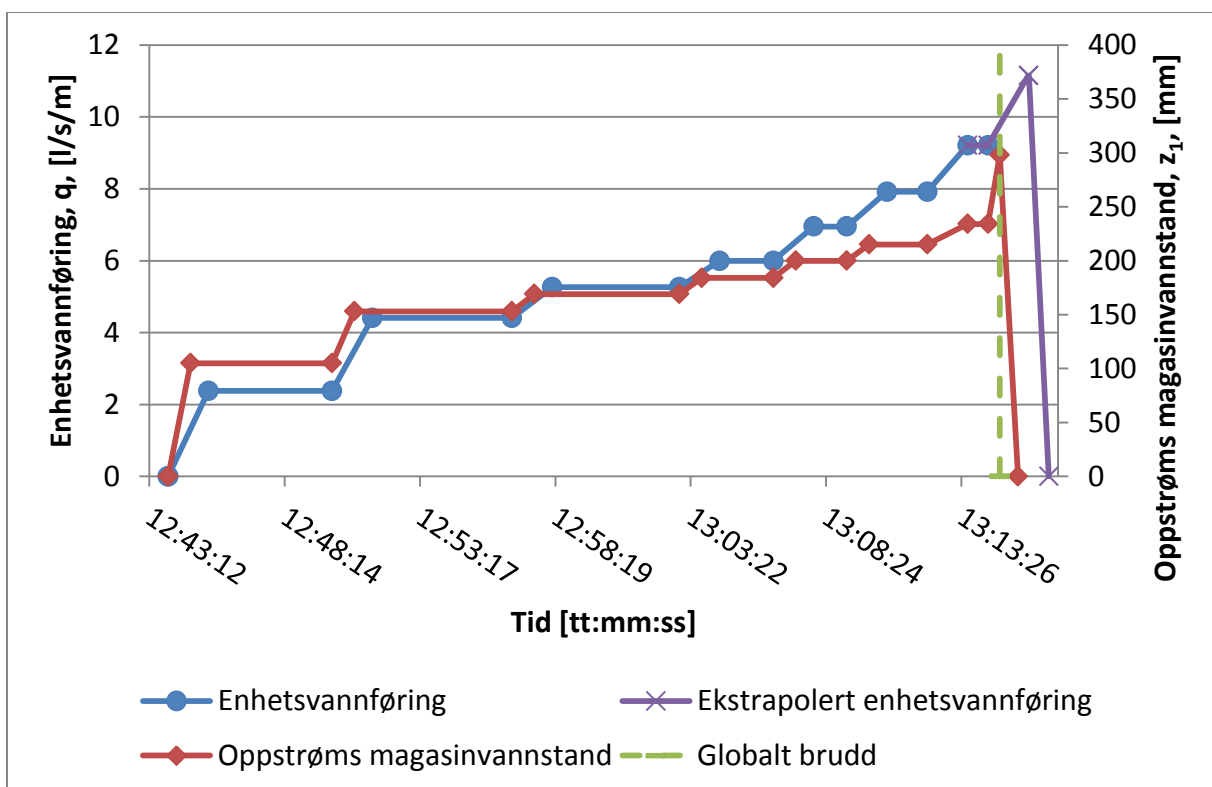
Bilder fra JMA- forsøk 3.17
Bilder fra JMA- forsøk 3.17
Bilder fra JMA- forsøk 3.17



### Beskrivelse av forsøk:

Forsøket blir startet 19.03.14. Det blir kjørt 2,8 l/s/m gjennom dammen før frekvensomformerer ikke virker lenger. Det blir bestilt verkstedtime, og omformerer blir tatt med til Flatåsen i Trondheim. Hovedkortet blir byttet, og det blir montert opp en plate på baksiden for å bedre kjøling av hele omformerer. 20.03.14 starter forsøket på nytt. Den lille vannføringen som ble kjørt første dagen har ikke forandret plassering av plastringsteinene, og samme oppsett blir brukt på nytt.

Bruddet går i hele plastringen. Ser ut som plastringlaget sklir på støttefyllingen. Oppstrøms magasin vannstand er høyere når vannføringsinkrementene er mindre, og når en maksimal høyde,  $z_1=298$  mm. Dette resulterer dermed i noe høyere bruddvannføring enn forsøk 1\_2.



Som man ser av bilder blir det totalt brudd. For å hindre gjenstopping av avløpet i modellen på forsøket avsluttes tilnærmet direkte etter brudd. Dette gjør at det må ekstrapoleres verdier for siste vannstandsøkning for å finne stabil vannføring på aktuell frekvens. Dette kan sees i grafen.

Bilder tatt fra videokamera normalt på damskråning:



Før forsøk.	Stabil vannføring før neste økning. Ikke observert noe bevegelse i plastring. $q = 9,2 \text{ l/s/m}$	Ved brudd. Utstrømningshøyden er relativt høy, og plastringen sklir på støttefyllingen i hele skråningen som er dekket med vann. $q = \text{xx} \text{ l/s/m}$ .	Etter forsøk. Totalt brudd. Støttefyllingen tetter avløpet i modellen, og pumpen må bli skrudd av rett etter brudd. Dette resulterer i ekstrapolering av enhetsvannføringer, for å finne mer nøyaktig verdi av enhetsvannføring ved globalt brudd.
-------------	---	--	--



## Bilder tatt fra siden med fotoapparat:



Før forsøk.



Dammen utsatt for  $q=9,2$  l/s/m. Ved denne situasjonen står dammen stabilt, og ved neste vannføringsøkning går dammen til globalt brudd.



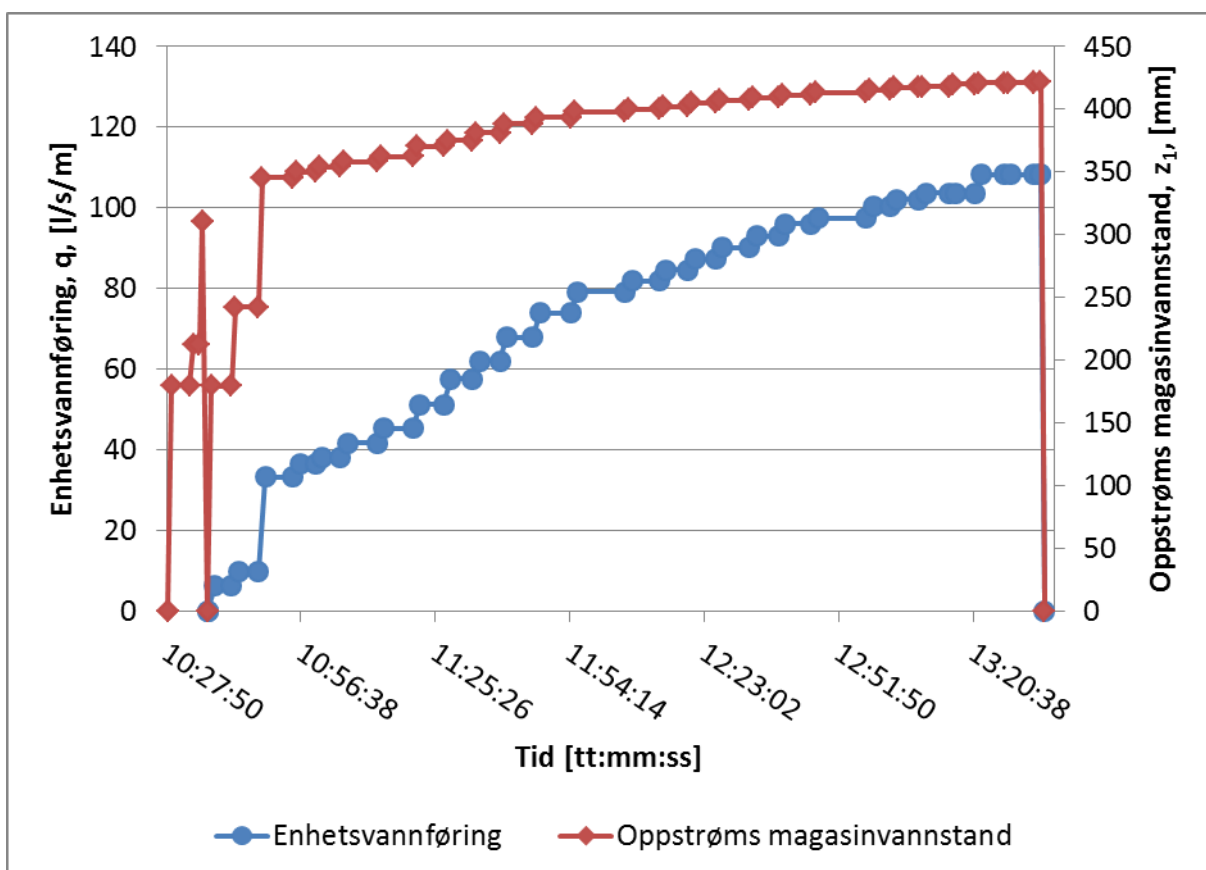
Etter forsøk. Dammen har gått til globalt brudd.

### Beskrivelse av forsøk:

Ferdig plastring er fast og kompakt uten løse steiner. For å få mer nøyaktig helning på plastringssteinen er det grafet opp linjer på den bakre glassveggen. Disse har riktig vinkel, og gjør det betraktelig lettere å legge steinene riktig.

Frekvensomformereren som har vært ødelagt har fremdeles problemer med å virke slik den skal. Forsøket blir startet 10:28:12. Etter to økninger i vannføring starter plusselig en ukontrollert økning av vannføring. Dette kan sees ut av grafen for oppstrøms magasin vannstand. Uvisst hva dette skyldes, og umulig å finne vannføring for dette partiet. Det er dermed ikke grafet opp. Frekvensomformereren blir skrudd av og startet på nytt. Etter dette holdt den seg gjennom hele forsøket.

I tidligere forsøk fra de to foregående masteroppgavene har dammene røket ved en enhetsvannføring i intervallet fra 60 l/s/m – 90 l/s/m. Av hensyn til problemene med pumpen fra starten av forsøket blir det bestemt at det skal kjøres jevne økninger i vannføring. Kl 11:54:25 løsner det en plastringsstein fra bak ved risten i kronevernet, som et resultat av lavere innspenning for bakkerste rad når dammen setter seg. Forsøket blir kjørt til en enhetsvannføring på 108,2 l/s/m uten at brudd blir oppnådd. Ved denne vannføringen starter det å renne vann ut av modellen ved innløpet til pumpen. Forsøket blir dermed avsluttet.



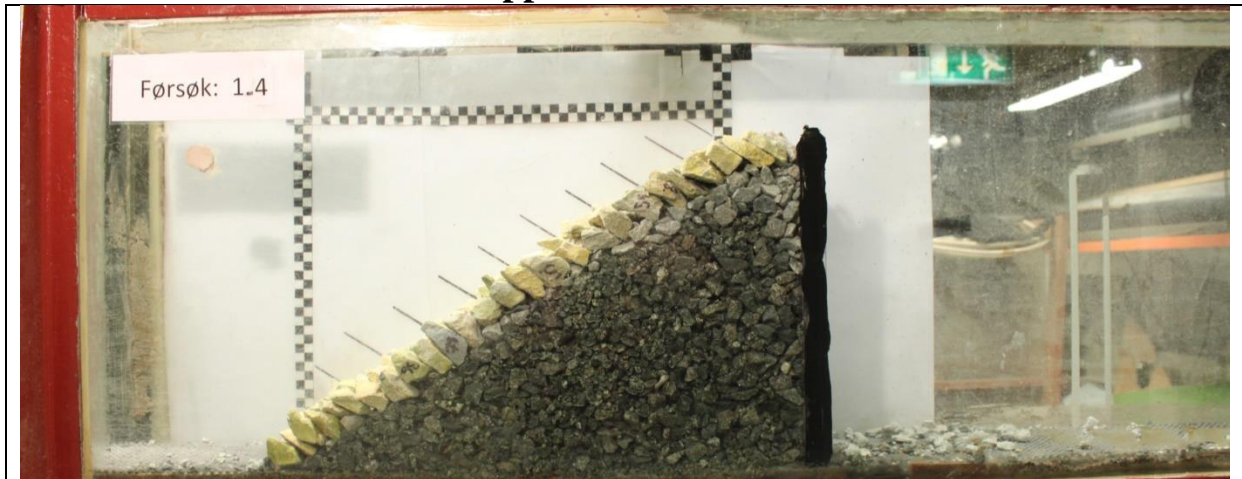


Bilder tatt fra videokamera normalt på damskråning:

			
<p>Før forsøk.</p>	<p>Stabil vannføring <math>q=79,1</math> l/s/m</p>	<p>Maksimal vannføring. <math>q=108,2</math> l/s/m. Legg merke til liten innblanding av oksygen. Lett å overvåke plastringsoverflaten.</p>	<p>Etter forsøk. Pumpe skrudd av.</p>



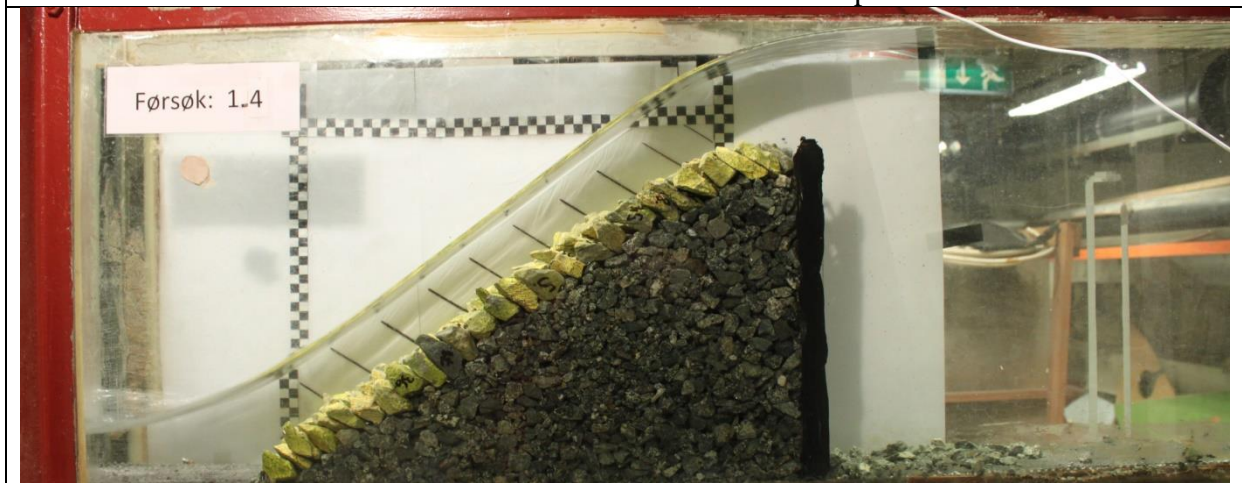
## Bilder tatt fra siden med fotoapparat:



Før forsøk. Påført linjer på bakre glassvegg for å raskere finne riktig vinkel for helning av plastringssteinene



Dammen utsatt for  $q = 79,1$  l/s/m. Legg merke til stor grad av normalstrømning langs damoverflaten. Vannoverflaten er tilnærmet parallell.

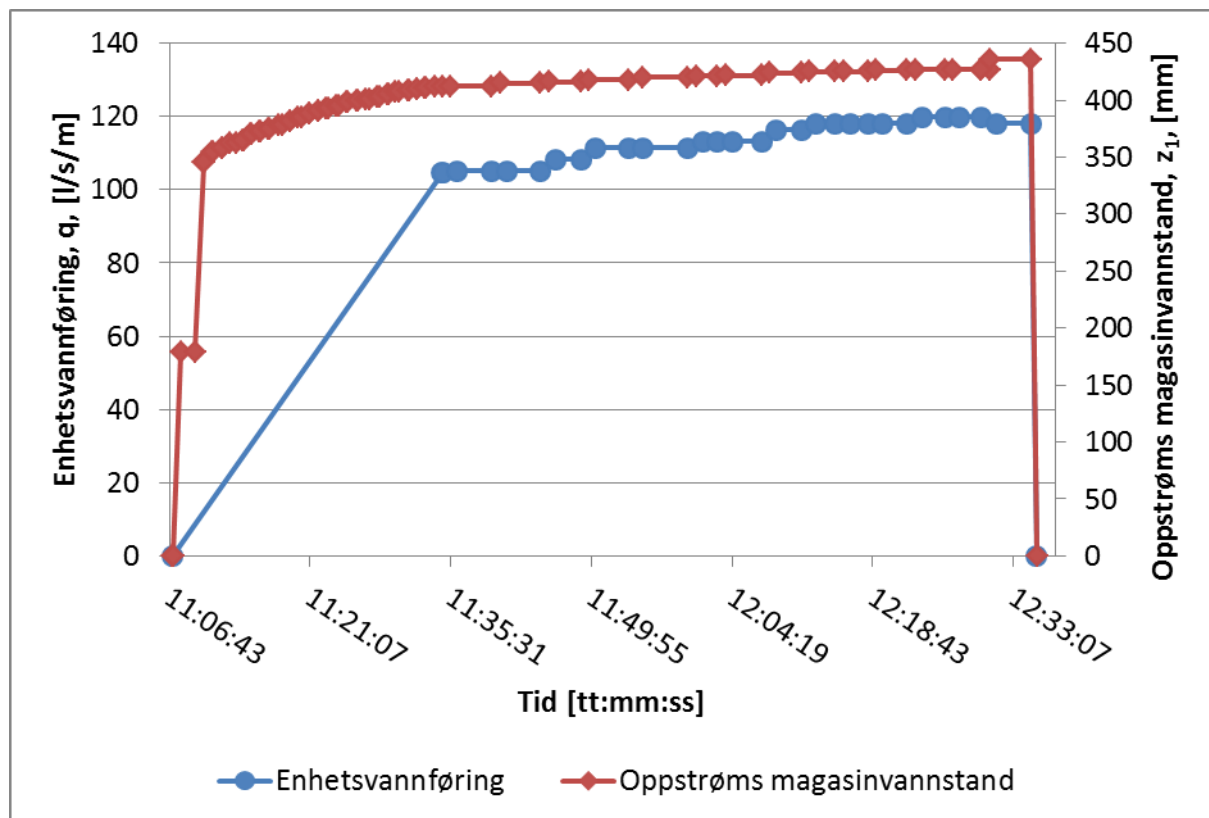


Ved maks vannføring.  $q = 108,2$  l/s/m. Ved denne vannføringen renner vannet ut av modellen ved innløpet til modellen. Forsøket må dermed avsluttes.

### Beskrivelse av forsøk:

Samme forsøksdam som forsøk 1\_4 blir benyttet i 1\_4\_1. For å øke kapasiteten til renna er høyden av veggene i modellen oppstrøms dammen økt med 100 mm. Plastringslaget er veldig kompakt og fast. Ingen stein rører på seg når man beveger hånden over (når man berører flere stein samtidig. Dersom man kjenner på enkeltstein er det mulig å bevege dem noe).

For å få jevn vannstigning oppstrøms dammen, og unngå kraftige bølger blir det kjørt rolige vannføringsøkninger frem til modellen får en enhetsvannføring på ca 105 l/s/m kl 11:36:10. Det blir kun målt oppstrøms magasinvannstand under disse økningene. Vannføringen blir etter dette økt i små inkremer, og målinger blir tatt. Det løsner tre stein fra kronevernet bak ved risten. De løsner som et resultat av redusert innspenning, og er ikke tatt i betraktning. Forsøket blir kjørt til pumpens kapasitet blir nådd, og videre vannføring dermed ikke kan gjennomføres. Det oppnås ikke brudd i dammen, og pumpen blir skrudd av kl 12:34:55.





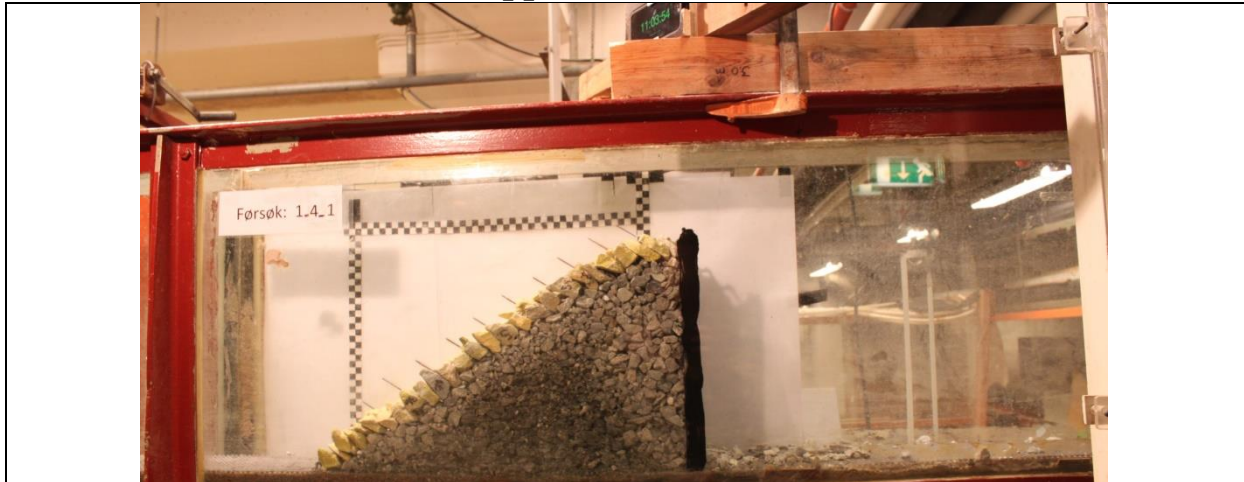
Bilder tatt fra videokamera normalt på damskråning:



Før forsøk.	Stabil vannføring $q=118,1$ l/s/m. To stein har løsnet bak ved risten i kronevern. Løsnet rett etter vannføringsøkning.	Maksimal vannføring. $q=119,8$ l/s/m.	Etter forsøk. Pumpe skrudd av.
-------------	---	---------------------------------------	--------------------------------



## Bilder tatt fra siden med fotoapparat:



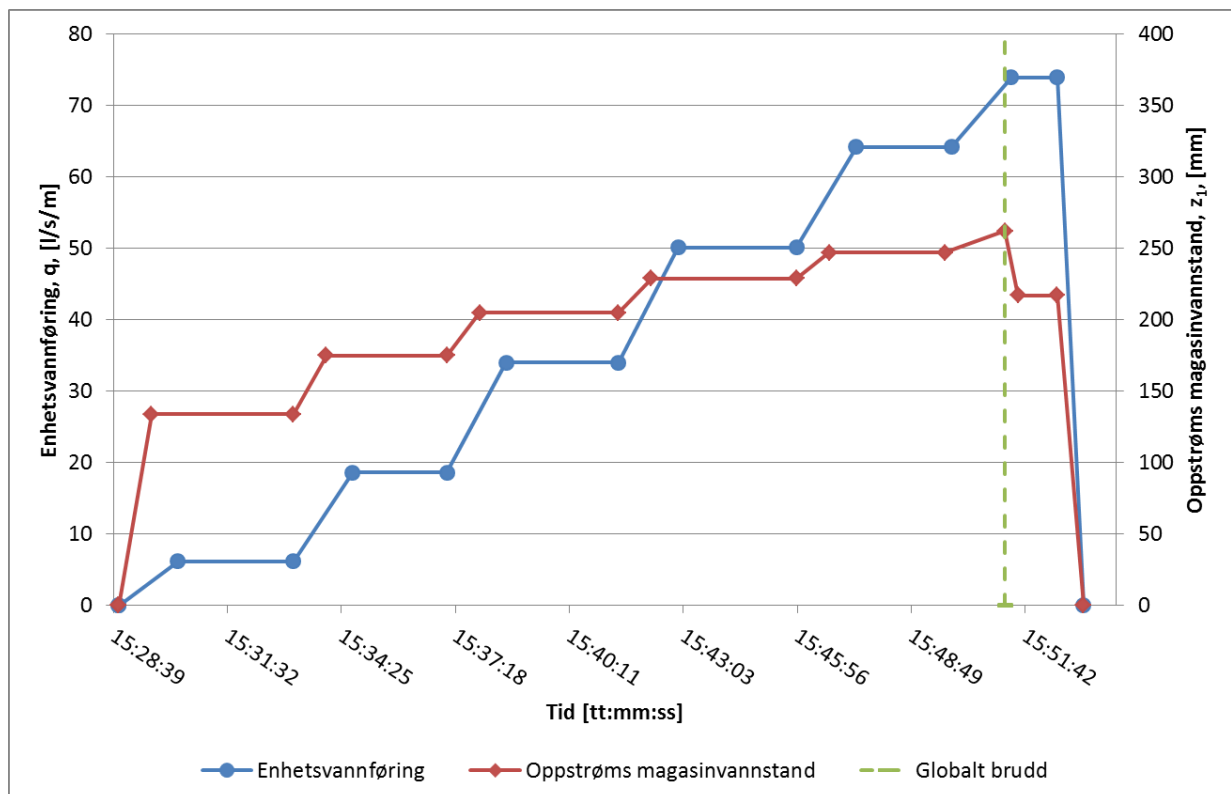
Før forsøk.

Dammen utsatt for  $q = 118,1$  l/s/m. To stein bakerst i kronevern har løsnet, på grunn av setninger i dammen.Ved maks vannføring.  $q = 119,8$  l/s/m. Ved denne vannføringen renner vannet ut av modellen ved innløpet til modellen. Forsøket må dermed avsluttes.

### Beskrivelse av forsøk:





I dette forsøket er det prøvd å gjenskape forsøk 3.10 utført 28.04.2013 av Ole Kristian Langaker. Da ikke annet er gitt, eller data er tilgjengelig på hvilken vannføringer og økninger som er brukt er det antatt at disse var relativt store.

Ferdig oppstatt dam hadde ingen løse stein i skråning, men ettersom kronevernet hadde samme helning som skråningsvernet var det umulig å få steinene nærmest risten fastlåst. Disse lå dermed løst. Forsøket blir gjennomført, og ved forskjellig tid og forskjellige tidspunkt ryker totalt fem stein fra bakerste rad ved risten. Disse øker i sammenheng med økt vannføring. Globalt brudd intreffer kl 15:51:11, da hele kronevernet blir løftet av.





Bilder tatt fra videokamera normalt på damskråning:

			
<p>Før forsøk.</p>	<p>Stabil vannføring <math>q=64,2</math> l/s/m. To stein har løsnet bak ved risten i kronevern. Løsnet rett etter vannføringsøkning.</p>	<p>Ved brudd. <math>q=64,2-74,0</math> l/s/m. Oppstrøms rist blander inn mer luft i vannet, som resulterer i dårligere oversikt over brudd.</p>	<p>Etter forsøk. Brudd i kronevern. Mest utbredelse på venstre side av kronevernet.</p>

## Bilder tatt fra siden med fotoapparat:



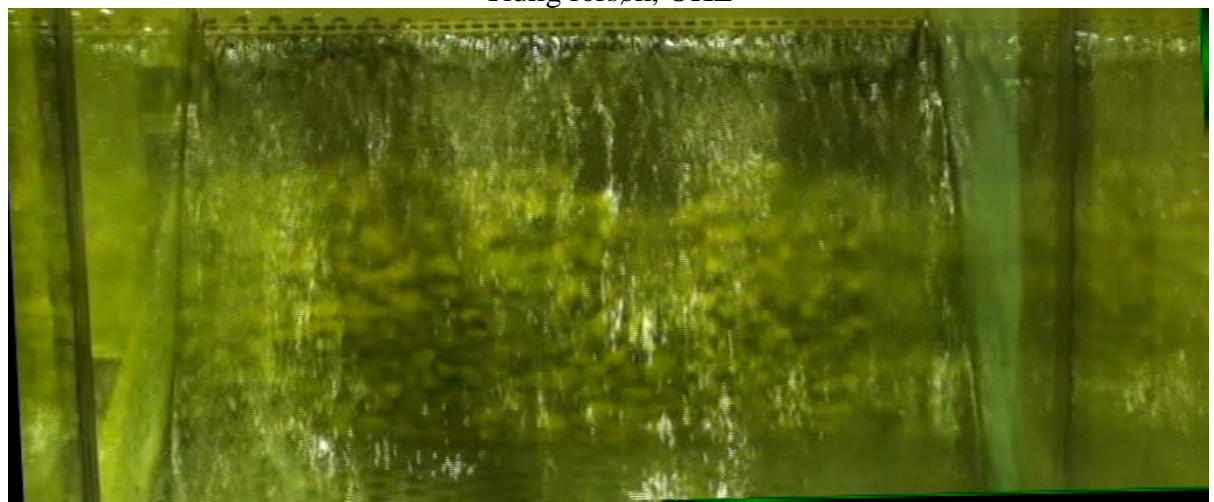
Før forsøk.

Dammen utsatt for  $q = 64,2$  l/s/m. To stein bakerst i kronevern har løsnet, på grunn av setninger i dammen.Etter brudd. Store deler av krone røket.  $q = 74$  l/s/m.

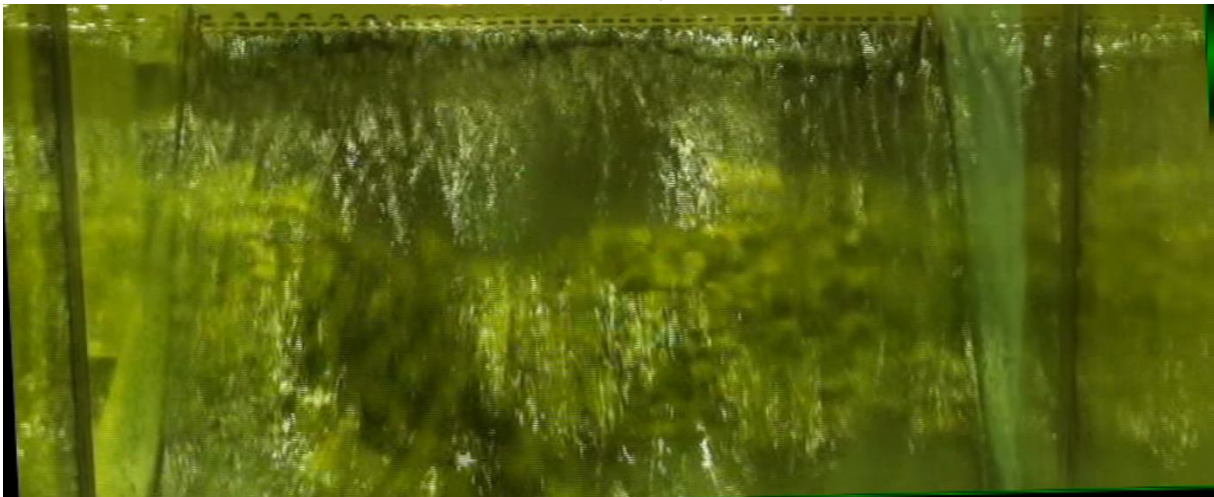




Tidlig forsøk, OKL



Rett før brudd, OKL



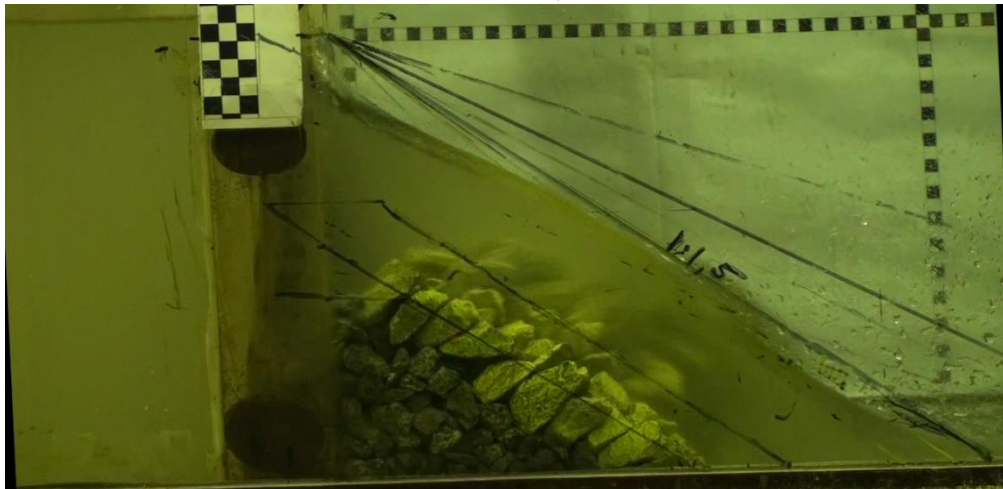
Rett etter brudd, OKL



Tidlig forsøk, OKL



Rett før brudd, OKL



Ved brudd, OKL

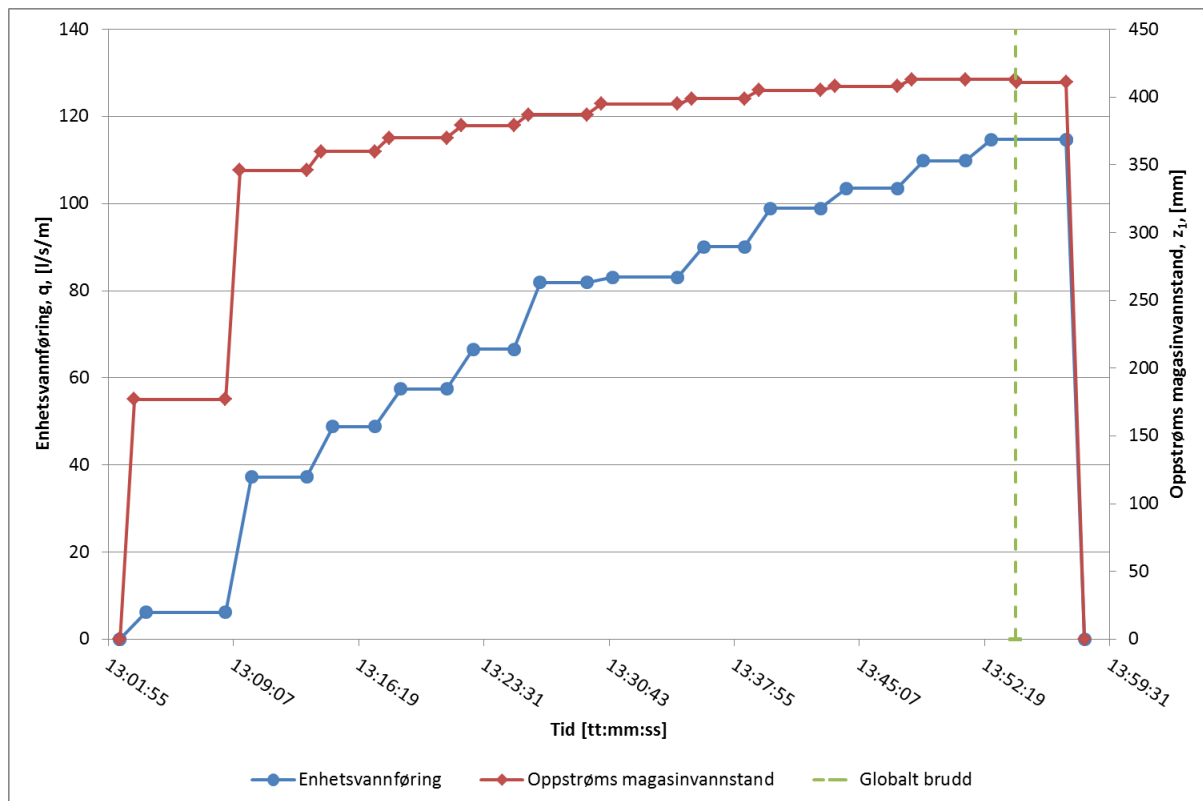


Etter brudd, OKL

### Beskrivelse av forsøk:

Plastring kjennes fast ut, men to løse steiner. Forsøket er det samme som 1\_5, men blir kjørt med lave inkremerter i vannføringsøkning. Dette er for å undersøke hvor stor betydning høy økning av vannføring har på stabiliteten til dammen. Kl 13:42:55 løsner to stein fra kronevernet, bak ved den vertikale risten. 13:43:50 forsvinner ytterligere en stein fra samme område, og hele kronen setter seg. Forsøket fortsetter, og det er ytterligere økninger, der dammen står stabilt. Til slutt, tre sekunder etter vannføringsøkning, kl 13:54:05 ryker kronevernet. Dette ryker trolig som et resultat av fjerning av innspenning bak ved rist, og akselerering av vannet ved vannføringsøkningen.

Ettersom kronevernet var det eneste som røk i dette forsøket ble de samme steinene som hadde gått med i forsøket brukt til å plastre dammen opp igjen.





Bilder tatt fra videokamera normalt på damskråning:



<p>Før forsøk. To steiner som er litt løse. Ikke merket av på bilde.</p>	<p>Stabil situasjon før endelig senking av vannstand i øvre magasin.  <math>q = 109,8-114,7</math> l/s/m</p>	<p>Ved endelig brudd. Kronevern revet av på venstre side.  <math>q = 109,8-114,7</math> l/s/m</p>	<p>Etter forsøk. Kronevernet har røket som et resultat av setninger i dammen. Dette fjerner innspenning av steiner i kronevernet.</p>
--	--	---	---



## Bilder tatt fra siden med fotoapparat:

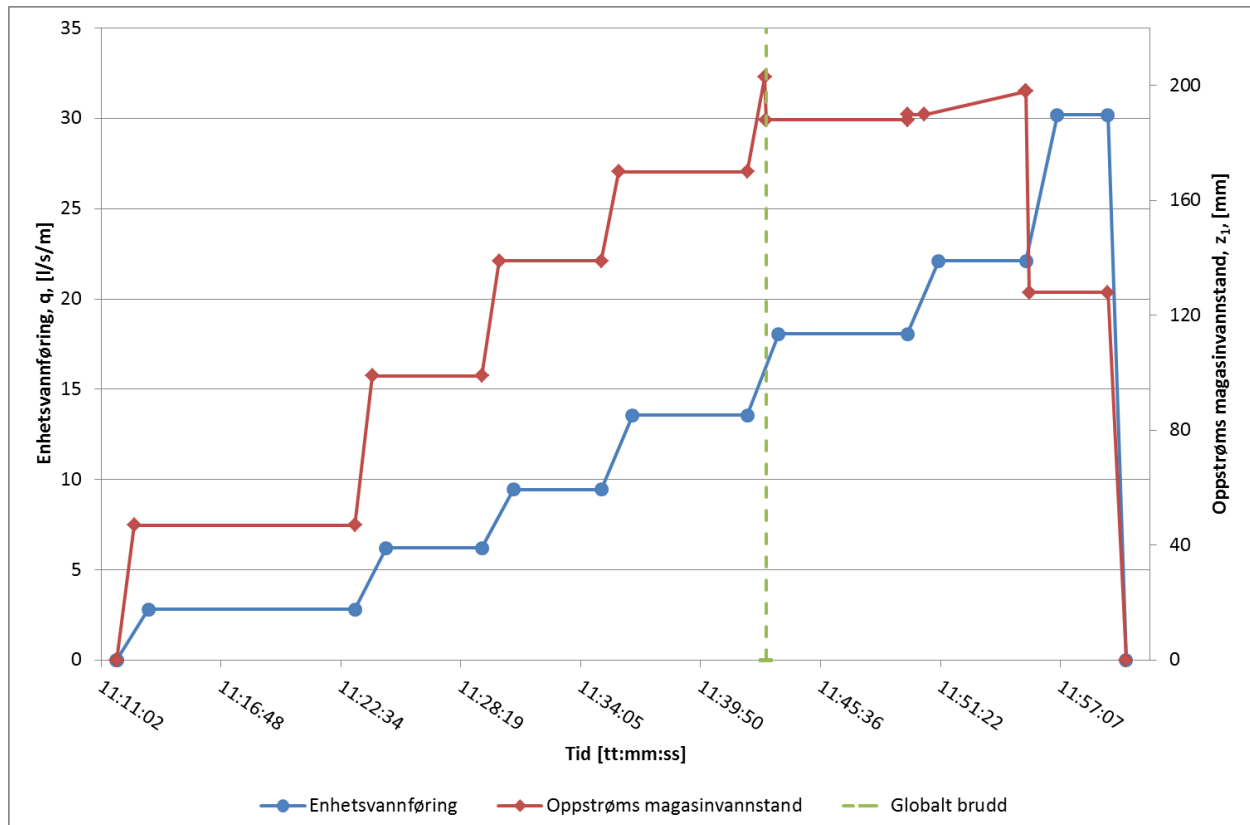


Før forsøk

Kronevernet presset litt ut. Tre steiner løsnet i kronevern ved rist.  $q = 90,1$  l/s/m.Kronevernet presset betydelig ut. Flere ytterligere to steiner fra bak ved risten er revet med. Brudd kommer etter neste økning.  $q = 114,7$  l/s/m

## Beskrivelse av forsøk:

Oppsett av dam som kun undersøker gjennomstrømning. Ingen løse stein i plastring før forsøket startet. Forsøket kjøres uten synlig bevegelse i plastring, før et plutselig vannstandsreduksjon kommer 11:42:59. Denne kommer som en reaksjon på at membranen under støttefyllingen presses ut. Plastringen ryker ikke ved dette tidspunktet, men ved neste vannføringsøkning blir påkjenningen for stor. Dette kan sees i grafen, der man ser en senkning av øvre magasin vannstand med til ca 130 mm.









Bilder tatt fra videokamera normalt på damskråning:



Før forsøk. Ingen løs stein i plastring.	Stabil situasjon før endelig senking av vannstand i øvre magasin. $q = 13,6 \text{ l/s/m}$	Ved endelig brudd. Bruddet kommer etter senking av vannstand $q = 22,1-30,9 \text{ l/s/m}$	Etter forsøk. Plastring har røket som resultat av utbuling av hele plastring.
--	---	---	---

## Bilder tatt fra siden med fotoapparat:

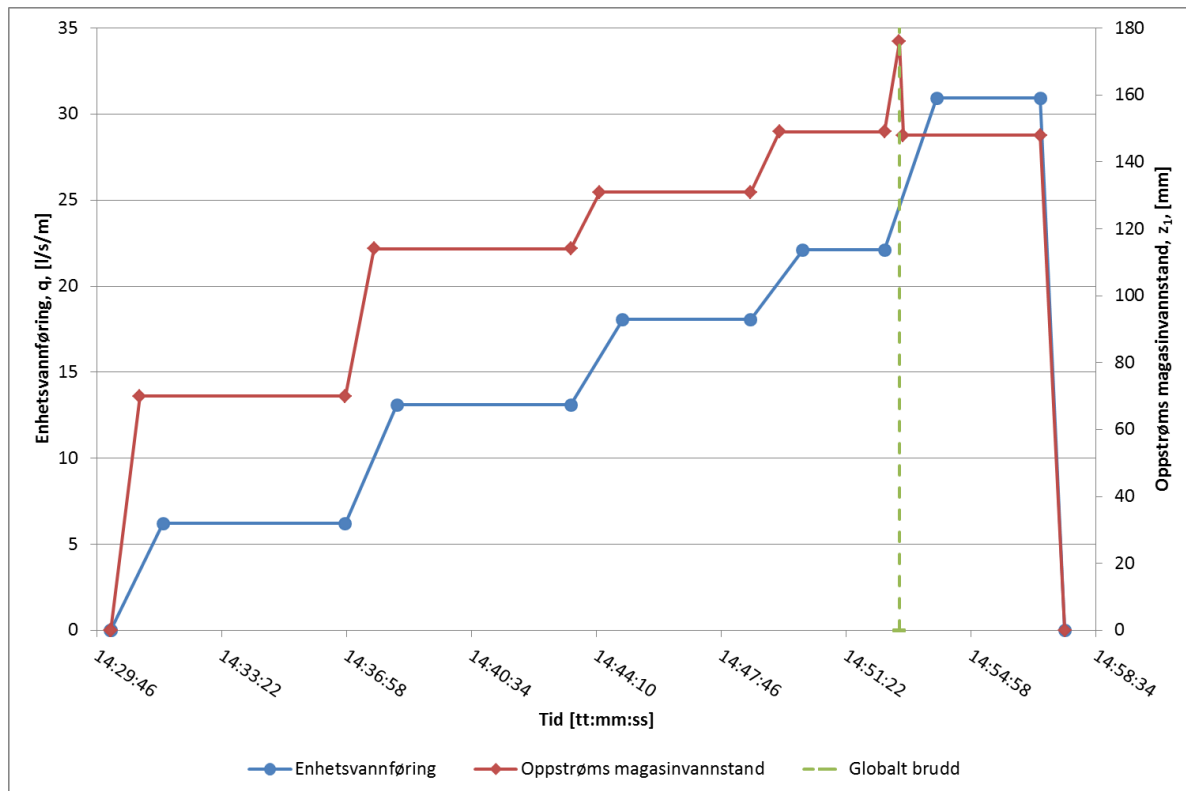
		
Før forsøk		
		
Liten utbuling av plastring. $q = 13,6$ l/s/m.		
		
Stor utbuling av plastring, og senking av vannstand fra 202 mm til 188 mm. $q = 18,1$ l/s/m		
		
Etter brudd. $q = 30,2$ l/s/m. Membran ligger å flyter i vannet.		









## Beskrivelse av forsøk:

Oppsett av dam som kun undersøker gjennomstrømnig. Ingen løse stein i plastring før forsøket startet. Forsøket kjøres uten synlig bevegelse i plastring, før et plutselig brudd kommer kl 14:52:53. Hele plastringen ryker, ser ut som den sklir på støttefyllingen. Maksimal oppstrøms magasin høyde blir målt til 176 mm, og er dermed betraktelig lavere enn damhøyden på 200 mm.

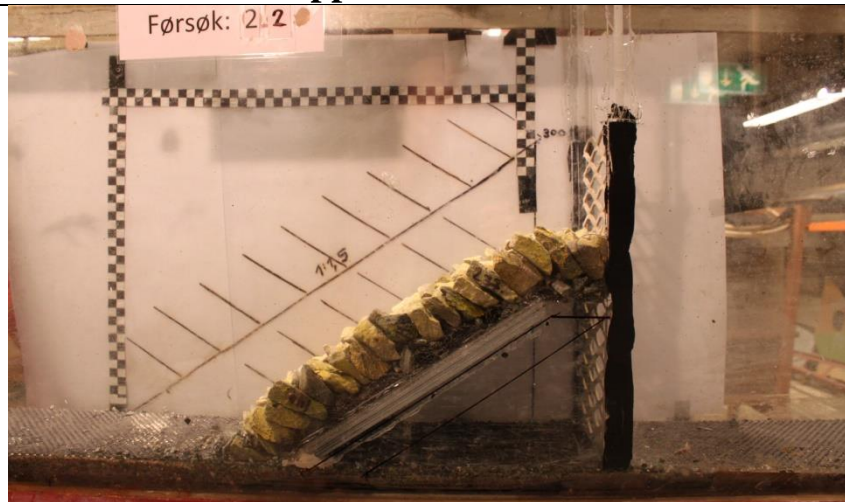


Bilder tatt fra videokamera normalt på damskråning:

			
<p>Før forsøk</p>	<p>Stabil situasjon før brudd. <math>q = 22,1 \text{ l/s/m}</math></p>	<p>Ved brudd <math>q_{\text{global}} = 22,1\text{-}30,9 \text{ l/s/m}</math></p>	<p>Etter forsøk. Plastring er røket i hele området der det har strømmet vann. Sannsynlig glidebrudd der hele plastringen røk samtidig.</p>



## Bilder tatt fra siden med fotoapparat:



Før forsøk





Stabil situasjon før brudd. Ingen setning eller bevegelse i plastring skjedd enda.  $q=22,1$  l/s/m.

Etter brudd. Hele skråningsvernet er røket. Bildet viser at forsøket må kjøres med konstant vannføring etter brudd, for å kunne bestemme bruddvannføring.





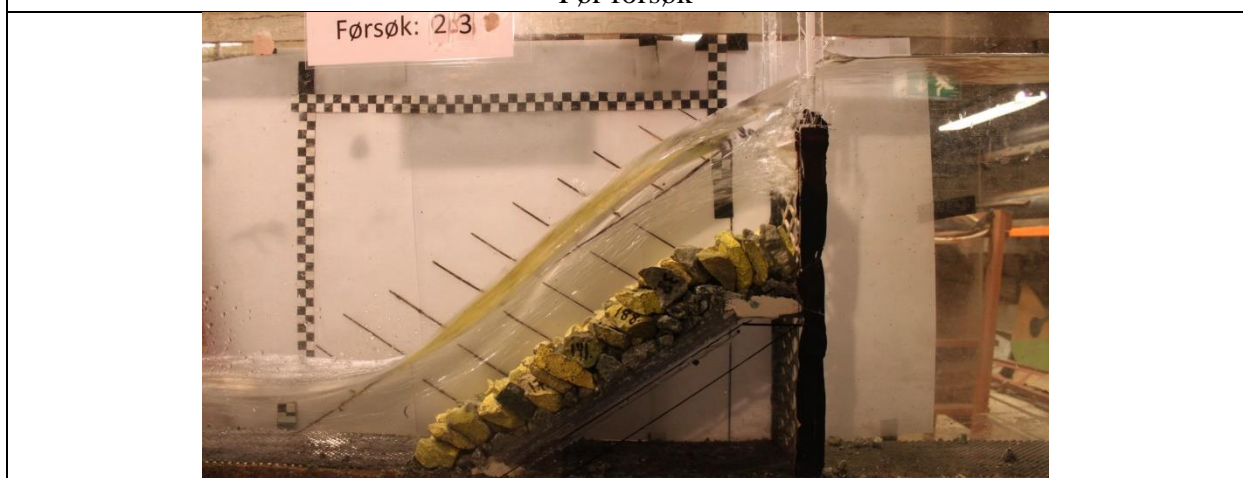
Bilder tatt fra videokamera normalt på damskråning:

			
<p>Før forsøk</p>	<p>Stabil situasjon før brudd. <math>q = 114,7 \text{ l/s/m}</math></p>	<p>Ved brudd <math>q_{\text{global}} = 114,7 - 119</math> <math>\text{l/s/m}</math></p>	<p>Etter forsøk. Kronevern revet av. Resterende plastring har satt seg, og er betraktelig mer kompakt. Ingen løse steiner.</p>

## Bilder tatt fra siden med fotoapparat:



Før forsøk

Kronevern satt seg noe, opp mot 10 mm. Stabil situasjon før brudd.  $q = 114,7$  l/s/m.

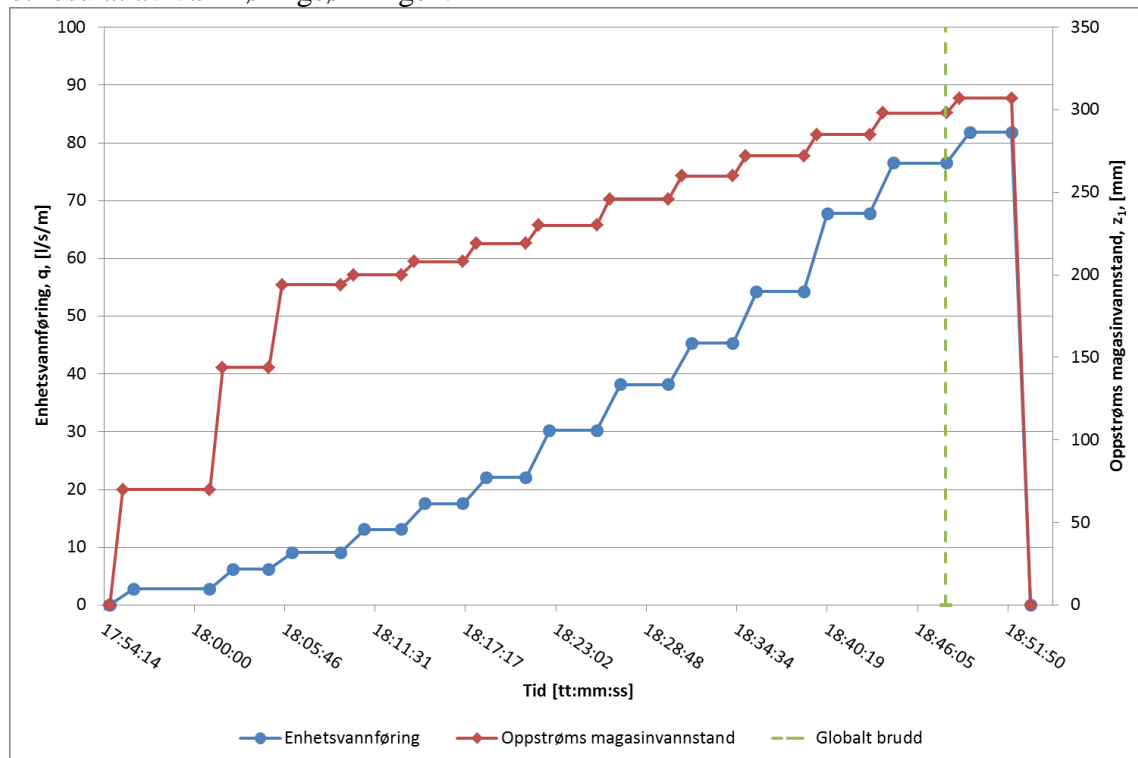
Etter forsøk. Hele kronvern er røket, som et resultat at plastringssteinene har satt seg, og innspenningen til kronevernet dermed forsvinner.







### Beskrivelse av forsøk:

Plastringen virker kompakt og stabil, med unntak av en stein som ligger fritt. Den er løs og kan trekkes ut i sin helhet, uten betydning for resten av plastringen. Steinen er merket med en skive.

Forsøket blir startet 17:54:38. Det blir kjørt små inkremitter på vannføringen, for å finne eksakt punkt for når vannføringen gir en oppstrøms magasin vannstand på 200 mm. Ved denne vannstanden er det kun gjennomstrømning gjennom dammen. Enhetsvannføring ved gjennomstrømning er på 13,1 l/s/m. Det løsner tre steiner fra kronevernet bak ved risten til forskjellige tidspunkter. De løsner ikke samtidig, og er et resultat av at dammen setter seg. Når dette skjer forsvinner innspenningen mot risten. Dette gjør at det blir en sakte kjedereaksjon, der steinene mister innslåsning fra steinene ovenfor. Resultatet er at det til slutt ryker tre steiner i overgang fra kronevernet. Dette tidspunkt er definert som globalt brudd, og er kl 18:47:53. Bruddet kommer ett sekund etter økning fra stabil vannstand, og er mest sannsynlig et resultat av vannføringsøkningen.



Bilder tatt fra videokamera normalt på damskråning:

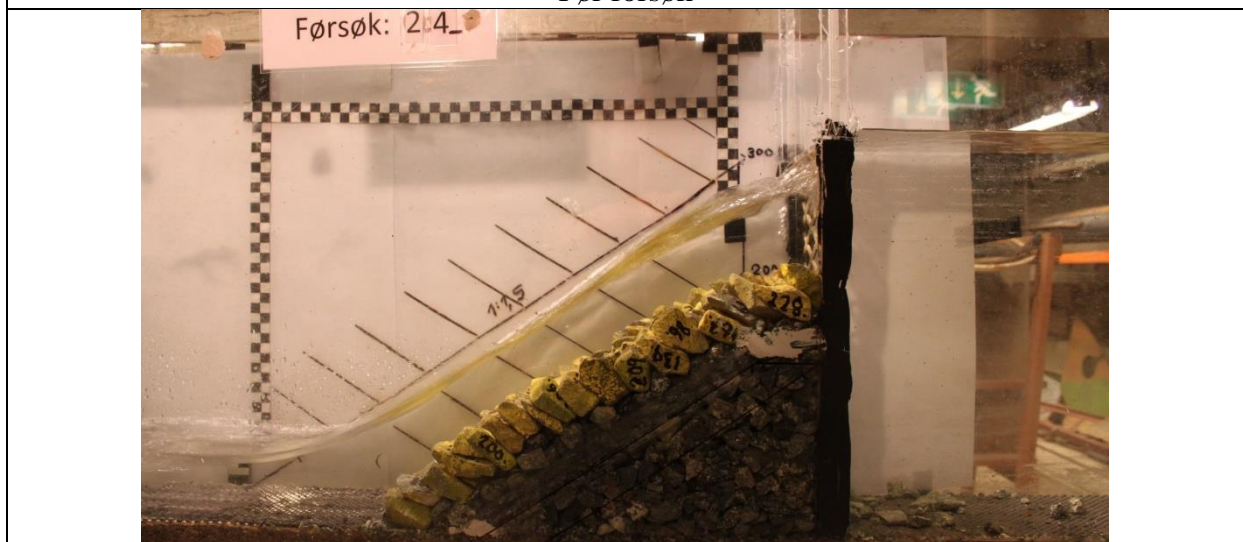
			
<p>Før forsøk</p>	<p>Retts før brudd. <math>q = 76,5 \text{ l/s/m}</math></p>	<p>Ved brudd <math>q_{\text{global}} = 80 \text{ l/s/m}</math></p>	<p>Etter forsøk. Plastring har satt seg, og er betraktelig mer kompakt. Ingen løse steniner.</p>



## Bilder tatt fra siden med fotoapparat:



Før forsøk

Maks vannføring i renna  $q = xx$  l/s/m. Tre steiner har løsnet samtidig fra kornevern

Etter forsøk. Lite forandring i plastring.

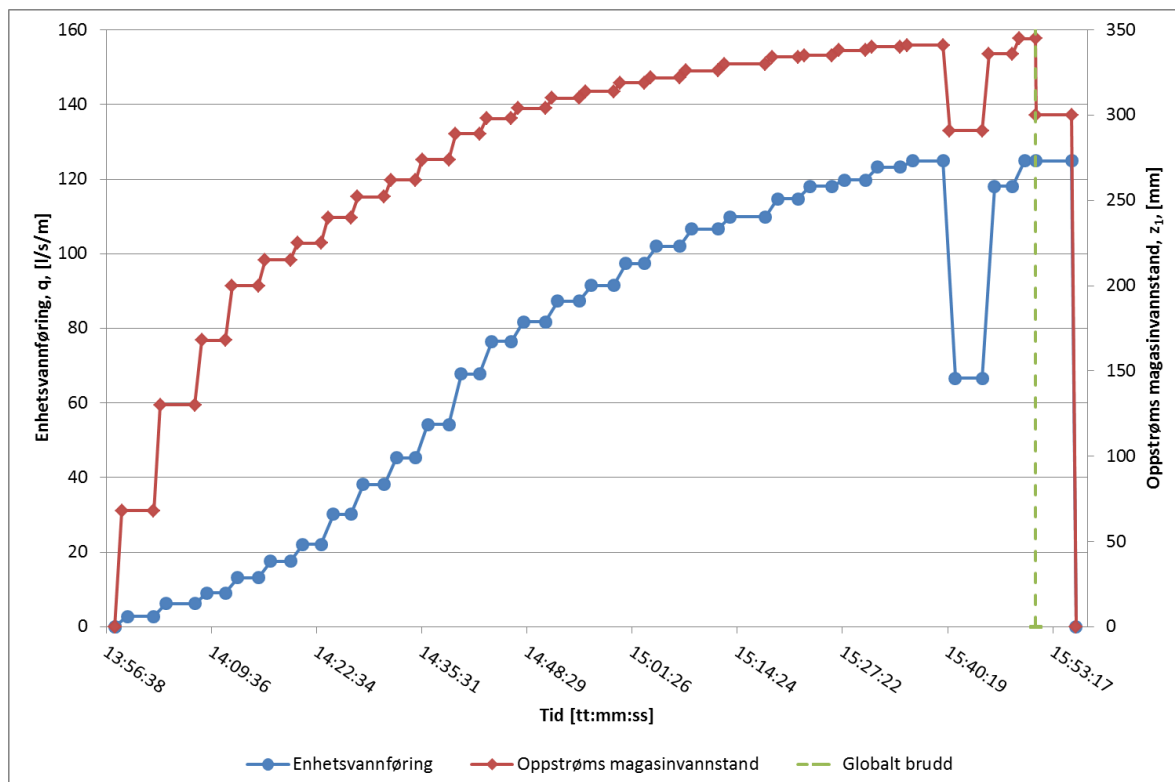


### Beskrivelse av forsøk:

Plastringen virker kompakt og stabil, med unntak av en stein som ligger fritt. Den er løs og kan trekkes ut i sin helhet, uten betydning for resten av plastringen. Steinen er merket med en skive.


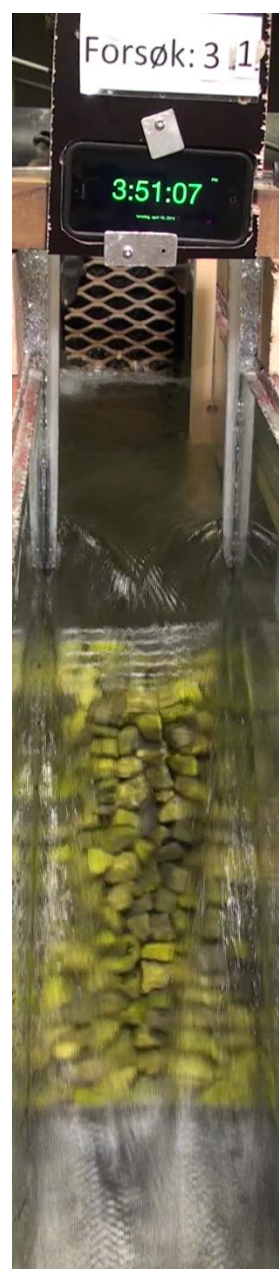


I forsøket er det lagt til en ekstra pumpe som gir økt kapasitet på vannføringen. Denne ble skrudd på 15:41:15, og er også grunnen til at det er en senking på grafene i dette punktet.

Fra databehandling i ettertid av forsøket ser man at det har vært en gradvis setning av hele nedstrøms damskråning som startet når enhetsvannføringen var i mellom 119,0 - 123,2 l/s/m. Dette skjedde før den ekstra pumpen ble skrudd på. Når den eksterne pumpen blir skrudd på gir dette gir en rask økning i oppstrøms magasin vannstand og vannføring. Det gir derimot ingen synlig bevegelse i plastring. Forsøket blir kjørt i sin helhet til maksimal enhetsvannføring på 124,9 l/s/m, da globalt brudd oppstår i øverste del av skråningsvernet under kronevernet. Oppstrøms magasin vannstand synker med en gang, og stabiliserer seg på 300 mm.



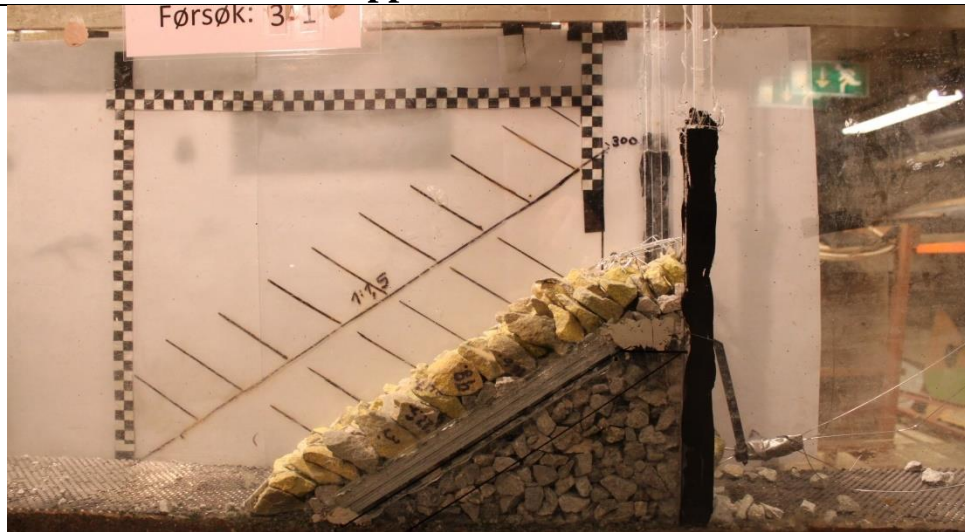
Ekstra kamera fra siden avslører at det blir en setning i hele skråningen, som fortsetter rolig etterhvert som forsøket forløper. Setningen blir til slutt så stor at steinene begynner å skyves utover. Bruddet oppstår i overgangen mellom kronevernet og skråningsvernet, rett under risten.

## Bilder tatt fra videokamera normalt på damskråning:

			
Før forsøk	Rett før globalt brudd. Maks vannføring. $q = 124,9 \text{ l/s/m}$	Ved globalt brudd. Maks vannføring. $q_{\text{global}} = 124,9 \text{ l/s/m}$	Etter forsøk. Bruddet går i øverste del av skråningsvern.



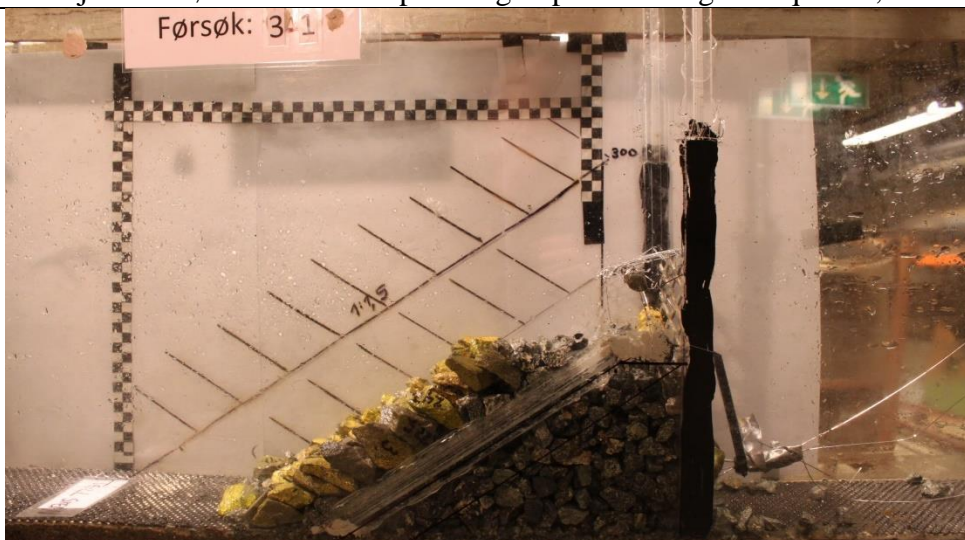
Bilder tatt fra siden med fotoapparat:



Før forsøk



Situasjon hvor øvre halvdel av plastring er presset ut og ned.  $q = 123,2$  l/s/m.



Etter forsøk.

Bilder tatt fra videokamera som stod på siden av dammen:



Stabil situasjon.  $q= 123,2 \text{ l/s/m}$



Rett før brudd.  $q= 124,9 \text{ l/s/m}$



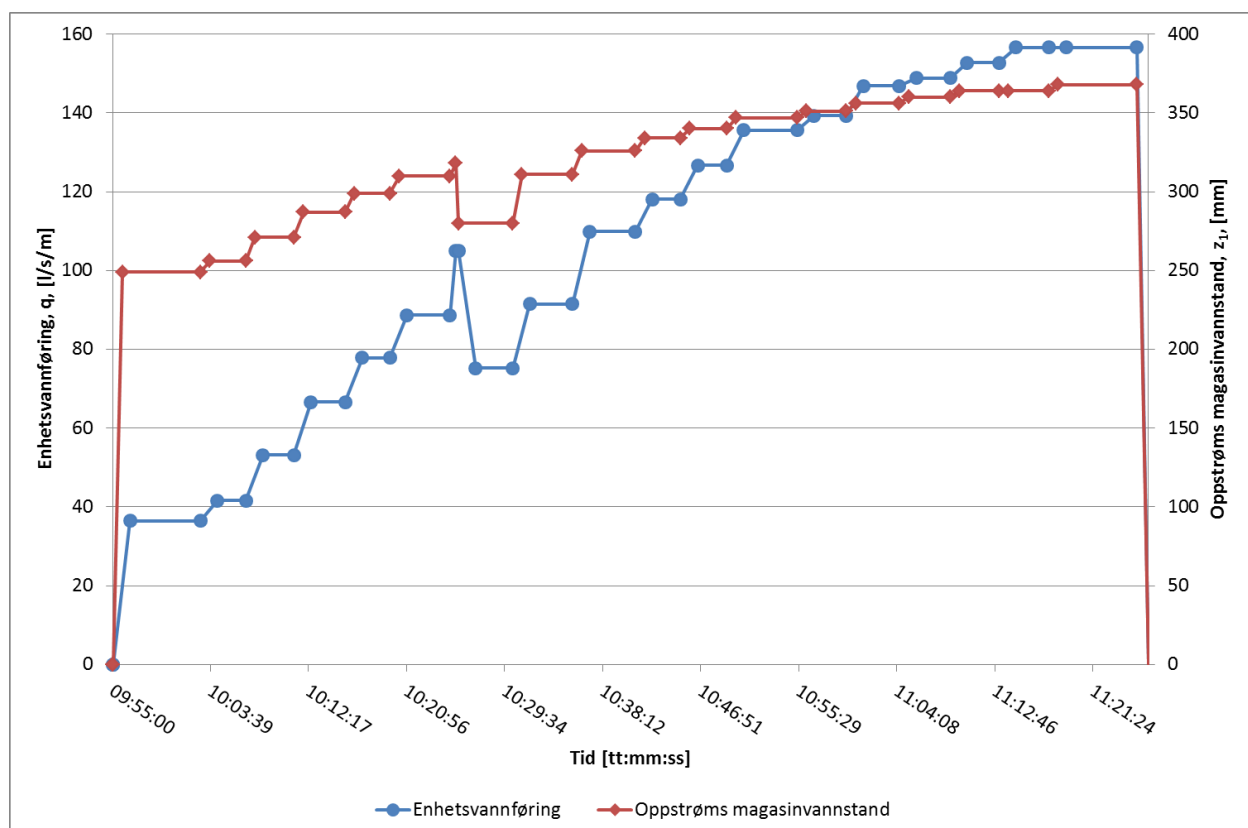
Ved brudd. Øvre del av plastring lengst vekk fra kameraet går ut. Bruddet begynner i topp, rett under kronevernet og risten.  $q= 124,9 \text{ l/s/m}$

## Beskrivelse av forsøk:

Plastringen virker kompakt og stabil, med unntak av tre steiner som ligger fritt. De er løse og kan trekkes ut i sin helhet, uten betydning for resten av plastringen. Steinene er merket med skiver.

I forsøket er det lagt til to ekstra pumper som gir økt kapasitet på vannføringen, og gir økt enhetsvannføring på ca 50 l/s/m. Nedstrøms forsøksrenna er det ene karet økt for å ta unna større vannføring.





Den eksterne pumpen blir skrudd på først, og dette gir en raks økning i oppstrøms magasin vannstand og vannføring. Det gir ingen synlig bevegelse i plastring. 10:25:14 klarer ikke avløpet ta unna vannet, og vannstandsspranget beveger seg opp i damskråningen. Vannføringen senkes, og forsøket fortsetter som før etter dette. Forsøket blir kjørt i sin helhet til maksimal enhetsvannføring på 156,7 l/s/m. Forsøk 3\_2 går ikke til brudd, og blir stoppet kl 11:25:16 for å studere forskjell på plastring før og etter forsøket.



Ettersom det ikke ble brudd i dammen, er bilder fra det ekstra videokameraet som stod på siden dermed overflødig.



Bilder tatt fra videokamera normalt på damskråning:

			
<p>Før forsøk</p>	<p>Maks vannføring. q= xx l/s/m</p>	<p>Etter forsøk</p>	<p>Etter forsøk. Plastring har satt seg, og er betraktelig mer kompakt. Ingen løse steniner.</p>



Bilder tatt fra siden med fotoapparat:



Før forsøk



Maks vannføring i renna. Ingen stein fjernet fra plastring,  $q = xx$  l/s/m.



Etter forsøk

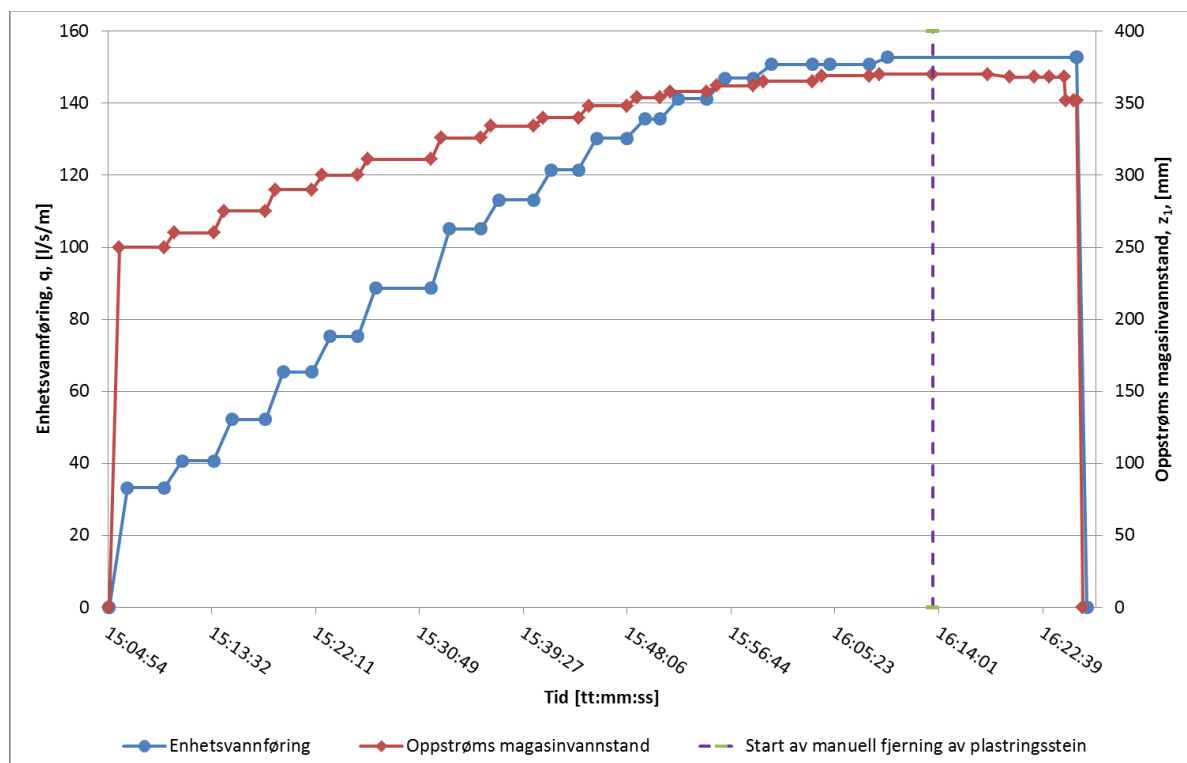
## Beskrivelse av forsøk:

Plastring av forsøk 3\_3 er i sin helhet filmet for å dokumentere hvordan det er gjennomført. Dette gjør det lettere å se hvilke metode som er brukt, og kan studeres dersom forsøk skal etterprøves.

Plastringen virker kompakt og stabil, med unntak av to steiner som ligger fritt. De er løse og kan trekkes ut i sin helhet, uten betydning for resten av plastringen. Steinene er merket med to skiver.





I forsøket er det lagt til to ekstra pumper som gir økt kapasitet på vannføringen, og gir økt enhetsvannføring på ca 50 l/s/m. Nedstrøms forsøksrenna er det øvre karet økt for å ta unna større vannføring, og installert lengre avløp da dette danner en hevertfunksjon fra øvre renne. Dette har ingen innvirkning på forsøket, da det er et vannstandssprang etter forsøksdammen.

Den eksterne pumpen blir skrudd på først, og dette gir en raks økning i oppstrøms magasin vannstand og vannføring. Det gir ingen synlig bevegelse i plastring. Forsøket blir kjørt i sin helhet til maksimal enhetsvannføring på 152,7 l/s/m. Ved påkjeningen fra maks vannføring blir det fjernet totalt 11 steiner, og dammen står fremdeles stabil – uten globalt brudd. Avslutningsvis blir det besluttet å påføre kraft med hendene for å se om demningen faktisk går til brudd. Dette skjer kl 16:24:27, og gir en liten senkning av oppstrøms magasin vannstand. Brudd oppstår, og forsøket avsluttes.



Ekstra kamera fra siden avslører at det blir en setning i hele skråningen, etter at 11 stein er tatt ut. Magasin vannstanden oppstrøms holder seg i prinsippet konstant, forandrer seg bare med et par millimeter.

## Bilder tatt fra videokamera normalt på damskråning:

			
Før forsøk	Maks vannføring. $q = 152,7 \text{ l/s/m}$	Maks vannføring. 11 plastringssteiner fjernet fra senter i dammen. $q = 152,7 \text{ l/s/m}$	Etter forsøk. Brudd forårsaket av mekanisk påvirkning fra forsøksperson.



## Bilder tatt fra siden med fotoapparat:



Før forsøk

Maks vannføring i renna. Ingen stein fjernet fra plastring,  $q = 152,7$  l/s/m.Maks vannføring i renna. 11 steiner fjernet (av totalt 133), og stabil situasjon.  $q = 152,7$  l/s/m

Bilder tatt fra videokamera som stod på siden av dammen:



Før uttrekking av plastringstein



Ni stein fjernet fra plastring.  $q = 152,7$  l/s/m.



11 stein fjernet fra plastring. Plastringen har satt seg, men er fremdeles stabil.  $q = 152,7$  l/s/m



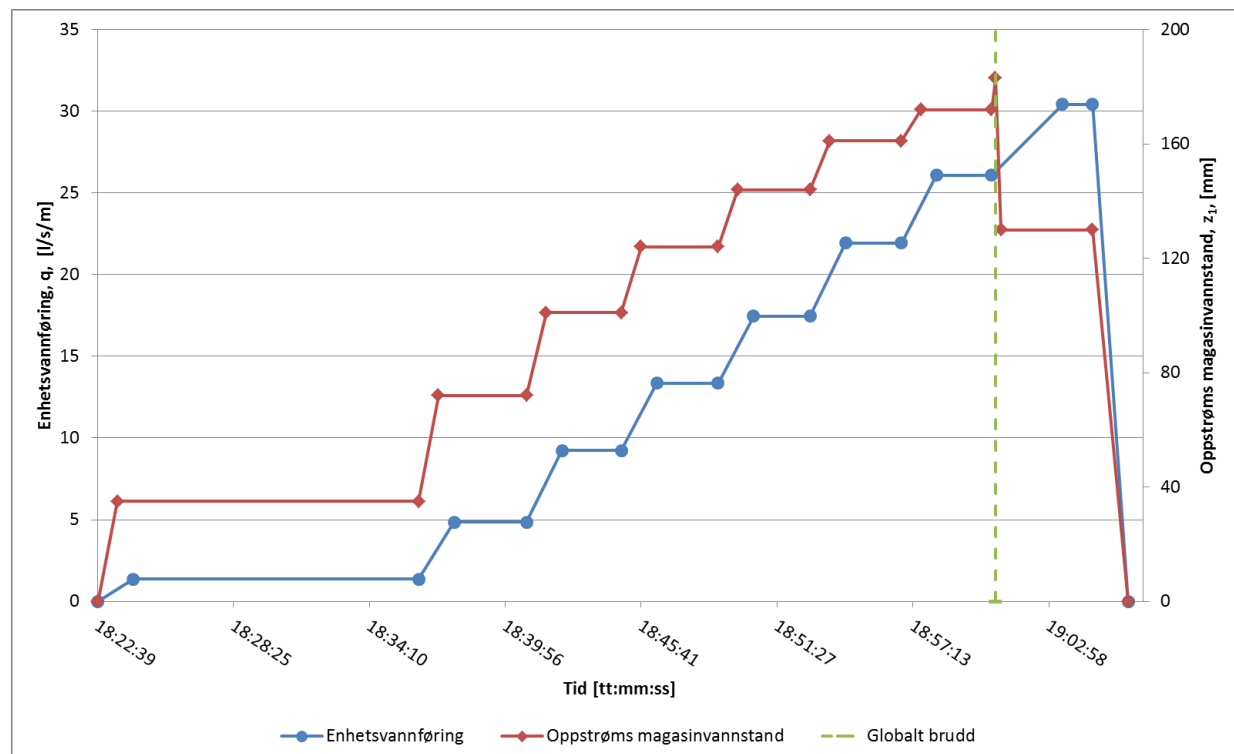
### Beskrivelse av forsøk:

Plastringen virker kompakt og stabil, med unntak av to steiner som ligger fritt. De er løse og kan trekkes ut i sin helhet, uten betydning for resten av plastringen. Steinene er merket med to skiver.





Første inkrement blir kjørt i litt over 10 minutter, da nedre magasin ved v-overløp er tomt og må fylles. Forsøket blir i sin helhet kjørt med lave økning i intervaller i vannføring, da det fra tidligere forsøk har vist seg at brudd inntreffer tidlig ved gjennomstrømning.

Tid [tt:mm:ss]	$z_1$ [mm]	$q$ [l/s/m]	Kommentar
19:00:33	172	26,1	Starter økning fra stabil vannføring
19:00:42	183		Ved globalt brudd
19:03:33	130	30,4	Stabil vannføring etter globalt brudd

Ekstra kamera fra siden avslører at det blir en setning i hele skråningen, og hele plastringen blir presset ut. Høyden på bruddet tilsvarer ca høyden av oppstrøms magasin. Brudd inntreffer 19:00:42, ni sekunder etter forrige stabile vannstand. Maksimal oppstrøms magasin vannstand blir grovt målt på pinne til å være 183 mm.



Bilder tatt fra videokamera normalt på damskråning:

			
<p>Før forsøk</p>	<p>Rett før globalt brudd <math>q = 26,1 \text{ l/s/m}</math></p>	<p>Ved globalt brudd <math>q_{\text{global}} = 1 \text{ l/s/m}</math></p>	<p>Etter forsøk</p>



## Bilder tatt fra siden med fotoapparat:



Før forsøk

Stabil vannføring. Neste økning fører til globalt brudd,  $q= 26,1$  l/s/m.Stabil vannføring etter globalt brudd,  $q= 30,4$  l/s/m

Bilder tatt fra videokamera som stod på siden av dammen:



Før forsøk



Retten før globalt brudd. Legg merke til utbuling av plastring. Skaper brattere helning av nedstrøms skråning.  $q = \text{xx-xx}$  l/s/m.

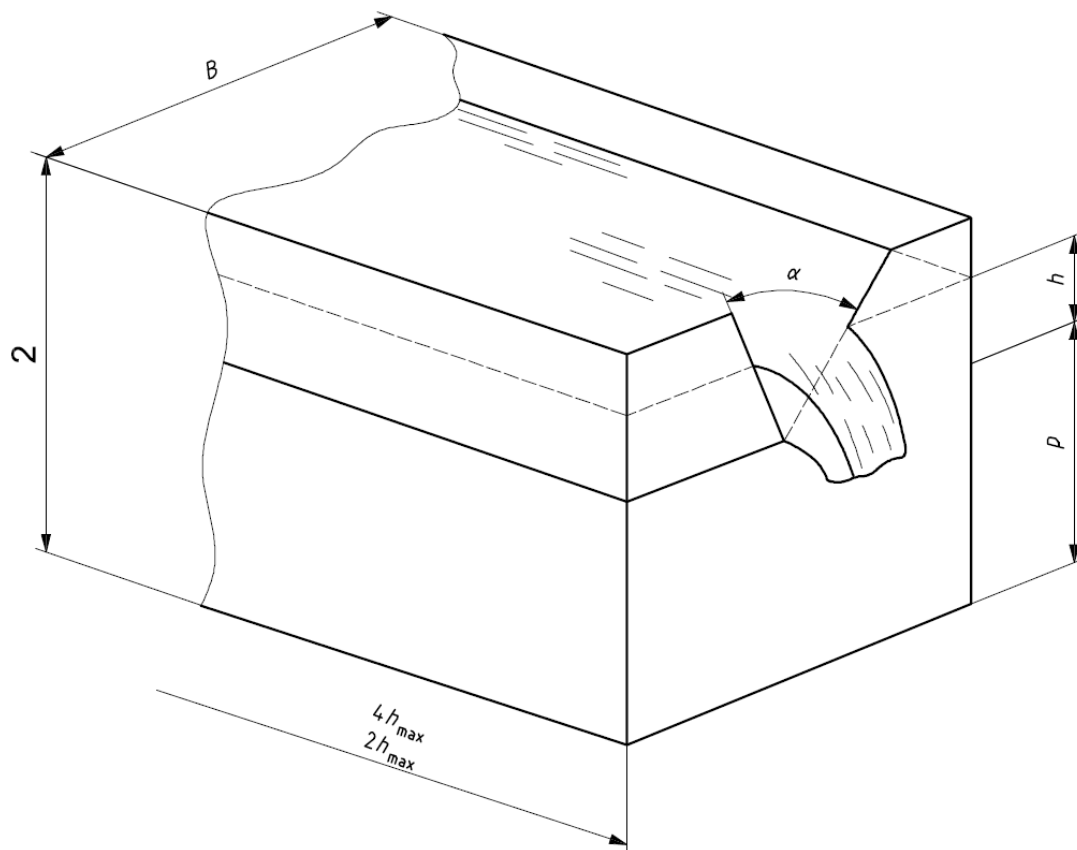


Ved globalt brudd. Nedre del av skråning presses ut.  $q = xx$  l/s/m



## Vedlegg B – Enhetvannføring i modell

---

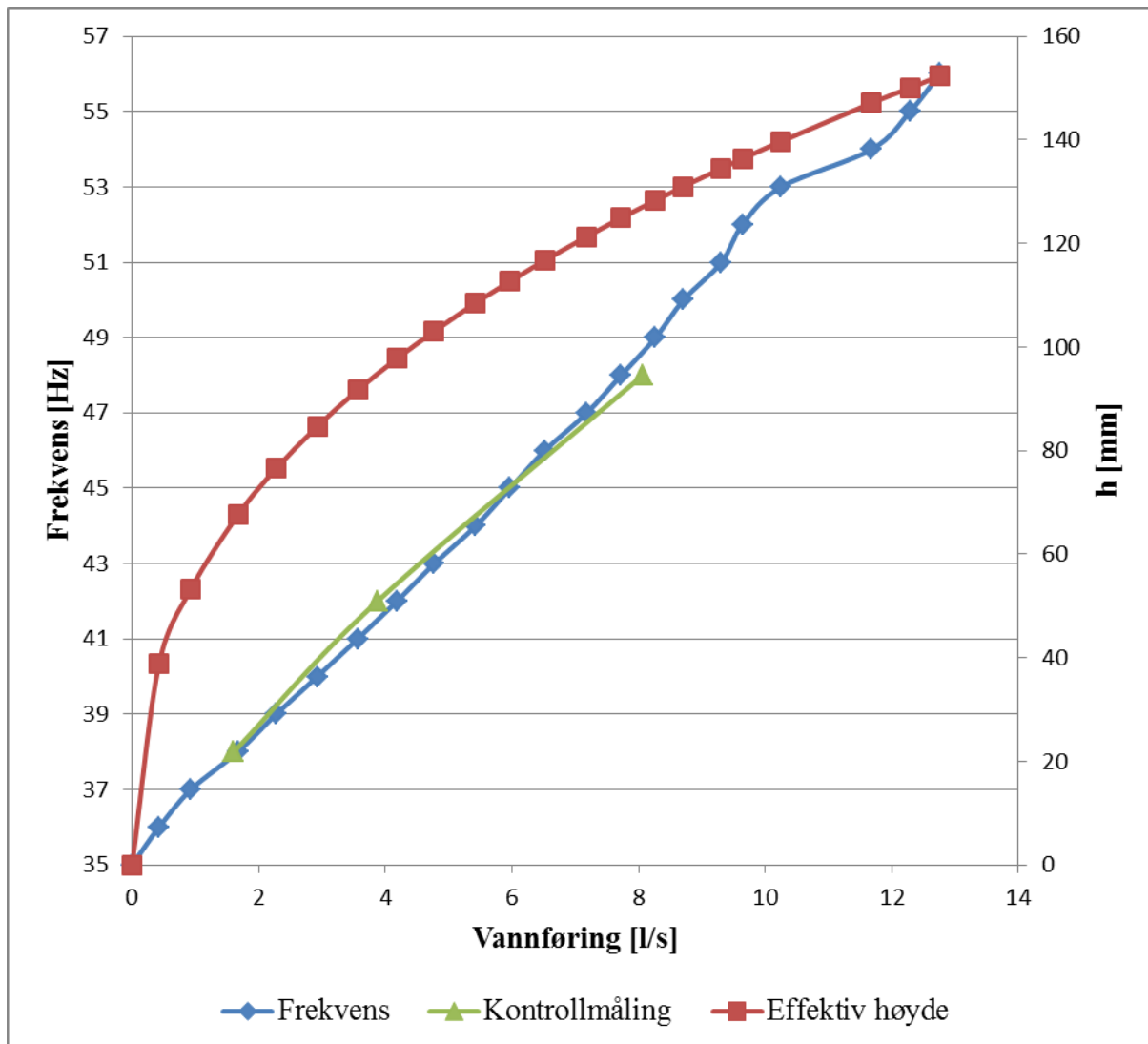


(International standard, 2008)

*Kindsvater-Shen formula:*

$$Q = C_d * \frac{8}{15} * \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) * \sqrt{2 * g} * h_e^{\frac{5}{2}}$$

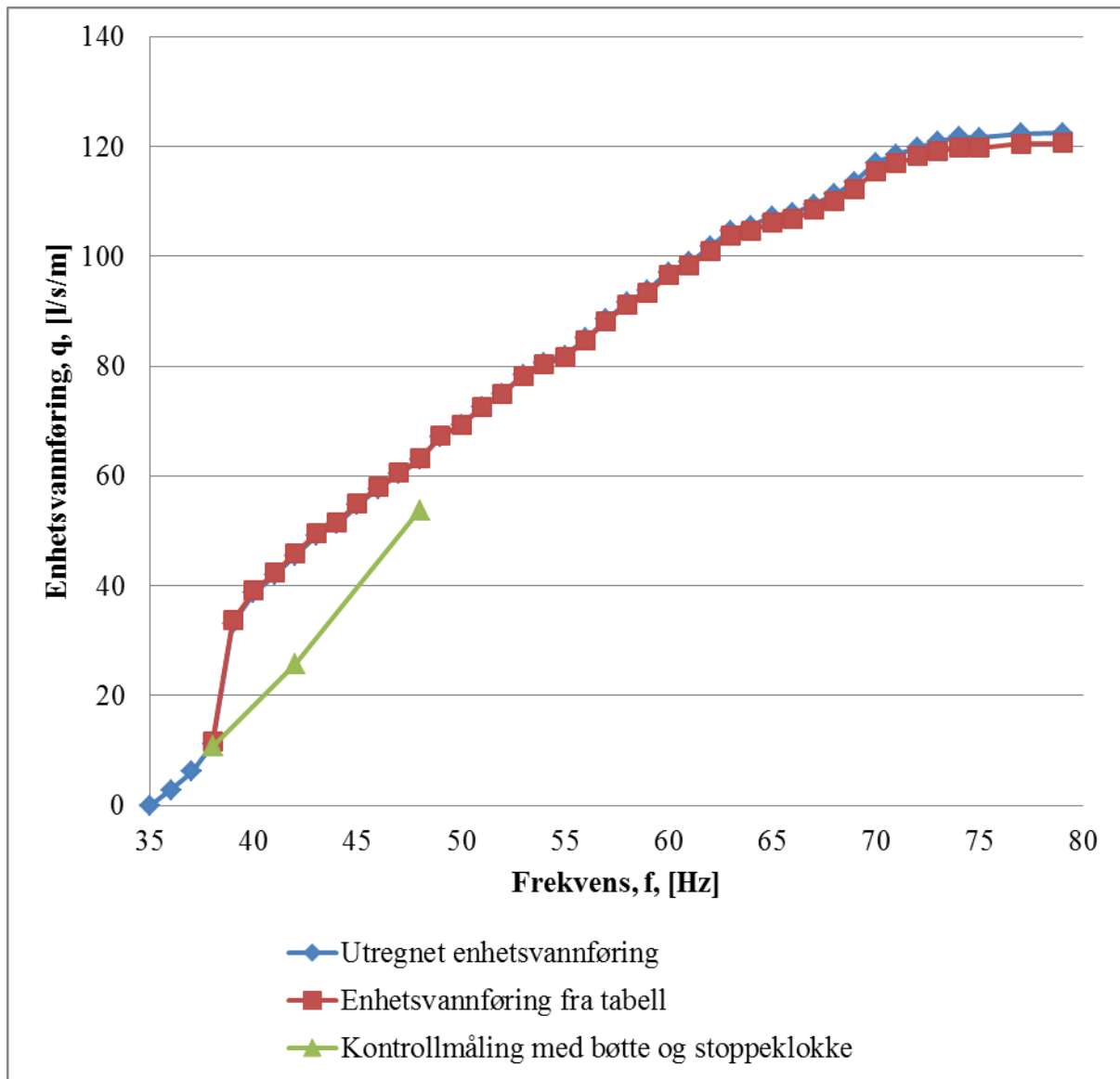
Som man ser av Figur 1 ga en frekvens på 35 Hz ikke noe vann i modellen, mens ved 81 Hz nådde man pumpens maksimale kapasitet.



Figur 1: Vannføring i modell. God korrelasjon mellom målt og beregnet verdi

I forkant av modellforsøkene ble det gjennomført vannføringsmålinger i modellen. Målinger ble gjennomført fra 35 – 81 Hz med et inkrement på 1 Hz per økning. For hver vannføringsøkning tok det ett minutt og 30 sekunder før det var stabilt ved v-overløpet. Det ble gjennomført tre målinger av vannstandshøyde ved overløpet, og verdien ble i ettertid midlet. For å regne ut vannføringsverdier ble det benyttet ISO 1438:2008(E). For verdier fra 35-37 Hz ble det brukt formel 10.6 til å regne ut enhetsvannføringer. For resterende verdier er det benyttet vedlegg E fra samme standard, der tabulerte verdier er oppgitt for aktuell vannstandshøyde ved v-overløpet. Se vedlegg **Error! Reference source not found.** for ytterligere bakgrunn for utregninger.

Ved små vannstander, der høyden  $h$  over v-overløpet er mindre enn 60 mm er det nødvendig å benytte figur 8 – Coefficient of discharge – for å finne en verdi for  $C_d$ . Denne verdien brukes til å finne vannføring over v-overløpet. Ved vannstander som er over dette er det tilstrekkelig å benytte seg av «Annex E» i ISO 1438:2008(E), som er en gitt tabell for verdier av  $C_d$ .



Figur 2: Enhetsvannføring i modell. Enhetsvannføringen har forandret seg etter at frekvensomformereren ble ødelagt. Frekvens ikke benyttet etter dette.

## Vedlegg C – Støttefylling

---

Kornfordeling støttefylling					
Sikt Ø [mm]	Sikterest [g]	Summert sikterest [g]	Sikterest [%]	Gjennomgang [g]	Gjennomgang [%]
31,5	0	0	0,0	36459	100,0
20	109	109	0,3	36350	99,7
16	5155	5264	14,4	31195	85,6
14	7450	12714	34,9	23745	65,1
10	19157	31871	87,4	4588	12,6
8	4421	36292	99,5	167	0,5
6,3	135	36427	99,9	32	0,1
	32	36459	100,0	0	0,0

## Vedlegg D – Eksempel på mal for dokumentering av forsøk

---

Forsøk nr: \_\_\_\_\_ Type plastring: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

Helning renne: \_\_\_\_\_

### FØR FORSØK:

#### Synkronisering:

- Kamera
- Videokamera
- Klokke
- SYNC OK

#### Oppsett:

- Fastlåst damtå
- Ikke fastlåst damtå
- Gjennomstrømning
- Overtopping
- Gjennomstrømning og overtopping

Start oppsett dam: \_\_\_\_\_

Ferdig oppsatt dam: \_\_\_\_\_

Helning plastringsstein: \_\_\_\_\_

Tykkelse plastringslag: \_\_\_\_\_

Antall steiner: \_\_\_\_\_

#### Bilde:

Zoom: \_\_\_\_\_ Hvitbalanse: \_\_\_\_\_ Lukkeråpning: \_\_\_\_\_

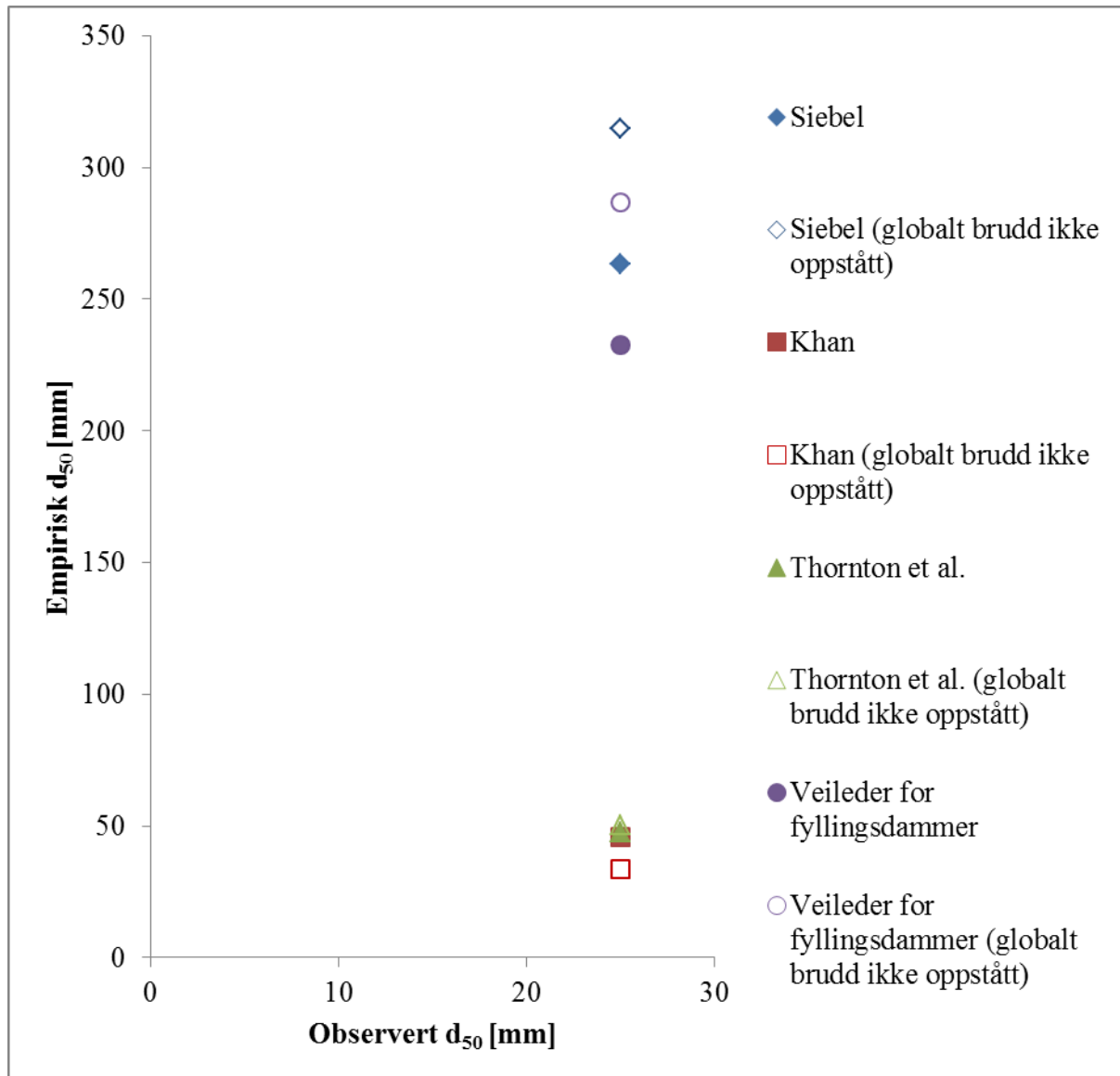
Lukkertid: \_\_\_\_\_ ISO: \_\_\_\_\_

- Kamera i fokus
- Bilde skrått over med ark som viser hvilket forsøk som blir gjennomført
- Bilde fra siden med ark som viser hvilket forsøk som blir gjennomført

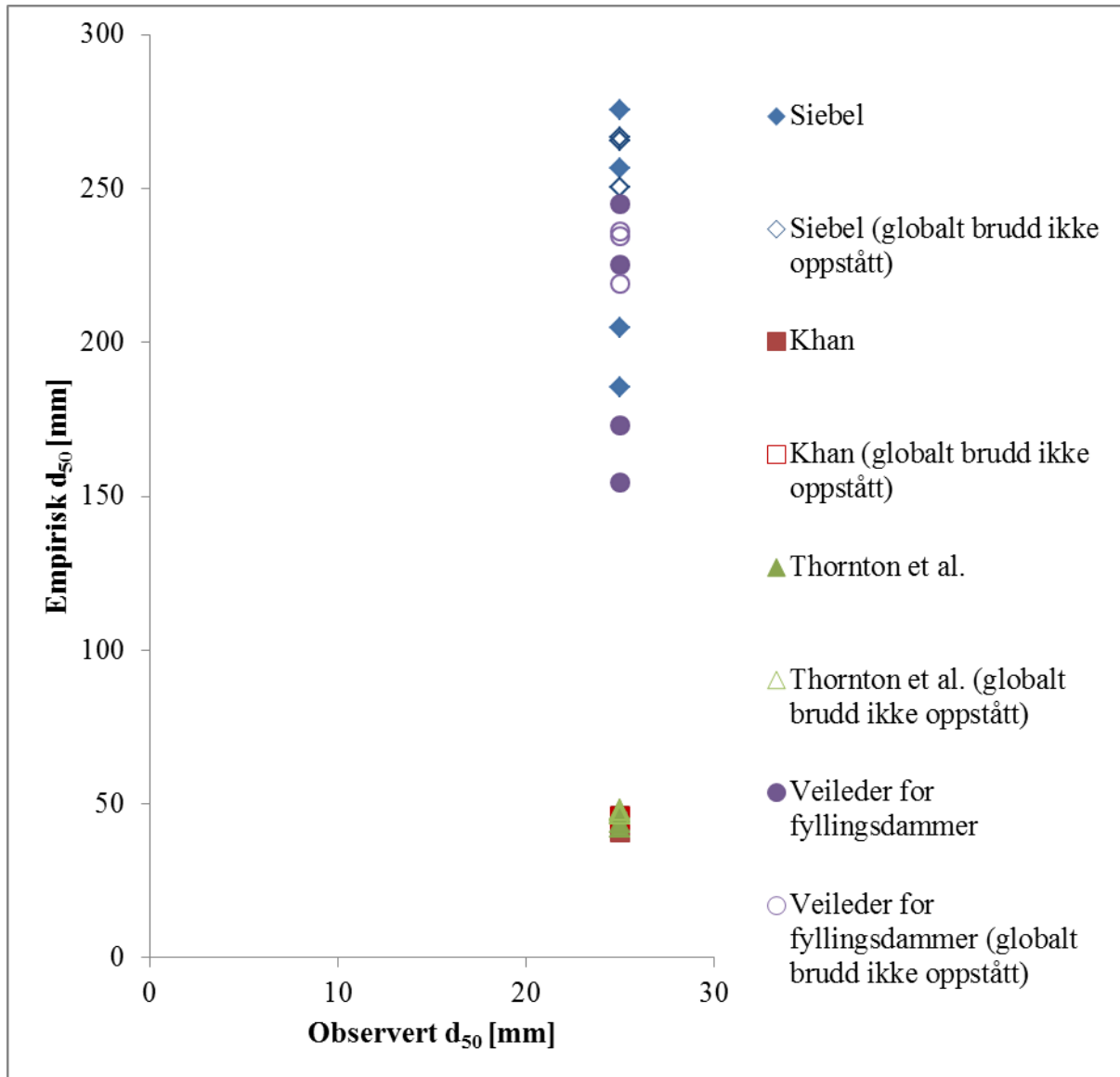




## Vedlegg E – Sammenligning med eksisterende teori



Figur 1: Plastret skråningsvern utsatt for overtopping. Sammenligning av observert mot empirisk  $d_{50}$



**Figur 2: Plastret skråningsvern utsatt for en kombinasjon av gjennomstrømming og overtopping. Sammenligning av observert mot empirisk d<sub>50</sub>**